



**TIAGO CRUZ PEREIRA DE OLIVEIRA VIGAS ALVEOLADAS: METODOLOGIAS DE
DIMENSIONAMENTO**



**TIAGO CRUZ PEREIRA DE OLIVEIRA VIGAS ALVEOLADAS: METODOLOGIAS DE
DIMENSIONAMENTO**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e coorientação científica do Doutor Nuno Filipe Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Aos meus pais.

o júri

presidente

Prof^a. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof^a. Doutora Aldina Maria da Cruz Santiago
Professora Auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes
Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

A todos os que direta e indiretamente ajudaram na realização desta dissertação e proporcionaram a minha formação, expresso aqui o meu profundo agradecimento.

Ao Professor Doutor Paulo Vila Real, meu orientador neste trabalho, pela sua disponibilidade, vontade, interesse, confiança e partilha de conhecimento fundamental para a realização desta dissertação.

Ao Professor Doutor Nuno Lopes pelo incentivo, apoio e sugestões que tornaram possível a finalização deste trabalho.

Aos Colegas e Amigos pelas horas de descontração, apoio e amizade ao longo desta caminhada como estudante.

Aos meus Pais e Namorada pelo apoio incondicional, nas horas mais difíceis, e valores transmitidos sem o qual não seria possível a minha formação como estudante e especialmente como pessoa.

A todos o meu,

Muito Obrigado!

palavras-chave

viga alveolada, aberturas da alma, dimensionamento, estruturas, viga mista, fogo.

resumo

A presente dissertação visa apresentar a revisão bibliográfica das vigas alveoladas e aplicação das suas metodologias de dimensionamento.

O uso das vigas alveoladas tem tido um crescimento favorável devido à sua conceção e vantagens na construção. A capacidade da introdução de dutos de serviços através das suas aberturas é um dos grandes benefícios explorados pelos engenheiros. Devido às suas vantagens, o uso das vigas alveoladas possibilita a otimização dos espaços contribuindo para uma construção mais sustentável.

Com esta dissertação pretende-se mostrar a aplicação de metodologias de cálculo para a situação de temperatura normal e em caso de incêndio. Estas metodologias de cálculo são aplicadas a uma viga alveolada com aberturas circulares simplesmente apoiada. Fenómenos associados a esta tipologia de vigas, como o comportamento em viga Vierendeel e a encurvadura da alma entre as aberturas, são abordados de forma detalhada.

Por fim é apresentada uma comparação de resultados obtidos através da utilização de métodos de cálculo simplificados com os valores obtidos através de uma modelação numérica com recurso ao programa de elementos finitos SAFIR.

keywords

cellular beam, web openings, design, structures, composite beam, fire.

abstract

The aim of this thesis consists in reviewing the structural behavior and design procedures of steel and composite cellular beams.

The use of cellular beams has recently been growing because of their manufacture procedure and advantages in the construction. The wide employment of the cellular beams by engineers is due to the possibility of executing the pipeline services through the openings of the cellular beams. The application of cellular beams enables the optimization of space contributing to the highly sustainable construction.

This thesis presents and describes the application of the existing design methods at the normal temperature and in case of fire. These design methods are applied to a simply supported composite cellular beam with circular web openings. The phenomena associated with these types of beams such as the Vierendeel behavior and the buckling of the web-post are discussed in detail.

Finally, the results obtained by the simplified design methods are compared to the values obtained by the numerical modelling of the cellular beam using the finite element programme SAFIR.

ÍNDICE

| | |
|---|-----------|
| Índice..... | i |
| Índice de figuras..... | v |
| Índice de tabelas..... | ix |
| Lista de símbolos..... | xi |
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1. Generalidades | 1 |
| 1.2. Objetivo | 2 |
| 1.3. Estrutura..... | 2 |
| 2. Vigas alveoladas..... | 5 |
| 2.1. Classificação de vigas alveoladas..... | 5 |
| 2.1.1. Composição e/ou resistência mecânica | 5 |
| 2.1.2. Geometria da abertura | 5 |
| 2.2. Processos de fabrico | 6 |
| 2.3. Vantagens e aplicações..... | 9 |
| 2.4. Modos de rotura..... | 10 |
| 2.4.1. Rotura por flexão global da viga | 11 |
| 2.4.2. Rotura por esforço transversal e mecanismo de Vierendeel | 12 |
| 2.4.3. Rotura pela alma (<i>web-post</i>)..... | 12 |
| 3. Metodologias de dimensionamento: temperatura normal..... | 15 |
| 3.1. Considerações iniciais | 15 |
| 3.2. Ações | 17 |
| 3.3. Materiais | 18 |
| 3.3.1. Betão | 19 |
| 3.3.2. Aço..... | 19 |
| 3.4. Viga mista..... | 20 |
| 3.4.1. Conectores | 20 |
| 3.4.2. Laje mista com chapa perfilada | 21 |
| 3.4.3. Largura efetiva da laje de betão..... | 22 |
| 3.4.4. Conexão de corte parcial | 24 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 3.4.5. | Armadura transversal | 25 |
| 3.5. | Classificação da secção transversal | 28 |
| 3.5.1. | Banzos | 28 |
| 3.5.2. | Alma | 29 |
| 3.6. | Esforço transverso na abertura | 31 |
| 3.6.1. | Esforço transverso resistente plástico da secção de aço na zona da abertura.. | 32 |
| 3.6.2. | Esforço transverso resistente da laje de betão | 34 |
| 3.6.3. | Encurvadura por esforço transverso | 35 |
| 3.7. | Momento fletor na abertura | 36 |
| 3.7.1. | Eixo neutro plástico na laje de betão: $N_{c,Rd} > N_{a,b,Rd}$ | 38 |
| 3.7.2. | Eixo neutro plástico no T superior: $N_{c,Rd} < N_{a,b,Rd}$ | 40 |
| 3.8. | Momento fletor de Vierendeel | 41 |
| 3.8.1. | Momento fletor resistente plástico dos T's | 42 |
| 3.8.2. | Momento fletor resistente elástico dos T's..... | 44 |
| 3.8.3. | Momento fletor resistente local devido à interação do T superior com a laje de betão | 45 |
| 3.9. | Secção da viga entre as aberturas: <i>web-post</i> | 47 |
| 3.9.1. | Esforço transverso longitudinal..... | 48 |
| 3.9.2. | Flexão | 49 |
| 3.9.3. | Encurvadura | 51 |
| 3.10. | Restrição do esforço transverso resistente para aberturas adjacentes | 55 |
| 3.10.1. | Flexão da <i>web-post</i> | 55 |
| 3.10.2. | Encurvadura da <i>web-post</i> | 56 |
| 3.11. | Estados limites de utilização | 57 |
| 3.11.1. | Deformação | 57 |
| 3.11.2. | Vibração | 60 |
| 4. | Metodologias de dimensionamento: situação de incêndio | 63 |
| 4.1. | Generalidades | 63 |
| 4.2. | Ações | 64 |
| 4.2.1. | Ações mecânicas | 64 |
| 4.2.2. | Ações térmicas | 65 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 4.3. | Propriedades mecânicas dos materiais | 66 |
| 4.4. | Verificação da resistência ao fogo por elementos | 67 |
| 4.4.1. | Domínios | 67 |
| 4.4.2. | Métodos simplificados de cálculo | 68 |
| 4.5. | Distribuição da temperatura na secção transversal | 72 |
| 5. | Exemplo prático..... | 75 |
| 5.1. | Modelo..... | 75 |
| 5.2. | Estados limites últimos..... | 77 |
| 5.2.1. | Ações | 77 |
| 5.2.2. | Classificação da secção transversal | 78 |
| 5.2.3. | Conexão de corte | 79 |
| 5.2.4. | Armadura transversal..... | 82 |
| 5.2.5. | Momento fletor | 83 |
| 5.2.6. | Esforço transversal | 84 |
| 5.2.7. | Flexão de Vierendeel..... | 86 |
| 5.2.8. | <i>Web-post</i> | 88 |
| 5.2.9. | Restrições do esforço transversal | 90 |
| 5.2.10. | Fase de construção..... | 91 |
| 5.3. | Estados limites de utilização..... | 93 |
| 5.4. | Situação de incêndio..... | 95 |
| 5.4.1. | Ações | 95 |
| 5.4.2. | Temperatura crítica..... | 95 |
| 6. | Análise numérica | 99 |
| 6.1. | SAFIR..... | 99 |
| 6.1.1. | Análise térmica | 99 |
| 6.1.2. | Análise mecânica..... | 100 |
| 6.2. | Viga metálica alveolada..... | 102 |
| 6.2.1. | Temperatura normal | 102 |
| 6.3. | Viga mista alveolada | 104 |
| 6.3.1. | Temperatura normal | 104 |
| 6.3.2. | Situação de incêndio..... | 105 |
| 6.4. | Comparação de resultados | 106 |

| | |
|--|------------|
| 7. Considerações finais e desenvolvimentos futuros..... | 109 |
| 7.1. Concretização dos objetivos | 109 |
| 7.2. Desenvolvimentos futuros | 110 |
| Referências bibliográficas..... | 111 |
| Anexo 1 | A |
| Anexo 2 | C |
| Anexo 3 | G |
| Anexo 4 | K |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | | |
|------------|---|----|
| Figura 1. | Vigas alveoladas: a) viga metálica; b) viga mista. | 5 |
| Figura 2. | Vigas alveoladas com diferentes aberturas (ArcelorMittal, 2011). | 6 |
| Figura 3. | Vigas alveoladas fabricadas pela soldadura de três chapas metálicas (Lawson e Hicks, 2011). | 7 |
| Figura 4. | Fabrico de uma viga alveolada hexagonal (Gemperle, 2007). | 7 |
| Figura 5. | Processo de fabrico de uma viga alveolada circular. Adaptado de (Erdal <i>et al.</i> , 2011). | 8 |
| Figura 6. | Vigas alveoladas: a) assimétrica (ArcelorMittal, 2008); b) inércia variável (Westok, 2008). | 9 |
| Figura 7. | Aplicações de vigas alveoladas: a) viga alveolada exposta com curvatura (Sweedan e El-Sawy, 2011); b) passagem de serviços através das aberturas (Chung e Lawson, 2001). | 10 |
| Figura 8. | Diferentes modos de rotura. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011). | 11 |
| Figura 9. | Rotura por flexão global da viga: a) esmagamento do betão (Fahmy e Hassanein, 2002); b) encurvadura por torção lateral (Sweedan, 2011). | 11 |
| Figura 10. | Mecanismo de Vierendeel: a) momentos flectores locais (Bake, 2011); b) rotura da abertura (Lagaros <i>et al.</i> , 2008). | 12 |
| Figura 11. | Rotura da junta soldada (Demirdjian, 1999). | 13 |
| Figura 12. | Encurvadura da alma (Sweedan, 2011). | 14 |
| Figura 13. | Configuração das aberturas. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011). | 17 |
| Figura 14. | Distribuição de tensões devido ao efeito <i>shear lag</i> . Adaptado de (Calado e Santos, 2010). | 23 |
| Figura 15. | Superfícies de rotura: chapa perfilada com nervuras transversais. Adaptado de (EN 1994-1-1). | 26 |
| Figura 16. | Área resistente ao esforço transversal dos T's: a) secção laminada; b) secção soldada. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011). | 32 |
| Figura 17. | Esquema de esforços em redor de uma abertura retangular isolada. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011). | 37 |

| | | |
|------------|--|-----|
| Figura 18. | Distribuição de tensões plásticas na secção transversal da zona da abertura: a) eixo neutro plástico na laje mista; b) eixo neutro plástico no T superior. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011). | 38 |
| Figura 19. | Blocos de tensões plásticas à volta da abertura devido ao momento fletor de Vierendeel. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011)..... | 42 |
| Figura 20. | Comportamento elástico das secções em T devido ao momento fletor de Vierendeel em torno da abertura. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011). | 44 |
| Figura 21. | Efeitos da flexibilidade ao longo da abertura. Adaptado de (Lawson <i>et al.</i> , 2006). | 46 |
| Figura 22. | Equilíbrio de esforços na <i>web-post</i> entre duas aberturas circulares. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011). | 48 |
| Figura 23. | Modelo de encurvadura da <i>web-post</i> para aberturas circulares. Adaptado de (Lawson <i>et al.</i> , 2006)..... | 51 |
| Figura 24. | Modelo de encurvadura da <i>web-post</i> nas aberturas distantes. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011). | 54 |
| Figura 25. | Esquematização: a) estrutura completa; b) partes da estrutura; c) elementos isolados. Adaptado de (Vila Real, 2003)..... | 63 |
| Figura 26. | Curvas de aquecimento nominais..... | 65 |
| Figura 27. | Fatores de redução do aço a altas temperaturas. Adaptado de NP EN 1993- 1-2. | 66 |
| Figura 28. | Domínios da verificação da resistência ao fogo. Adaptado de (Vila Real, 2003). | 68 |
| Figura 29. | Distribuição da temperatura. Adaptado de (RT1187, 2008). | 73 |
| Figura 30. | Esquema da viga mista alveolada..... | 75 |
| Figura 31. | Elemento finito de viga bidimensional (2D) (Lopes, 2009)..... | 101 |
| Figura 32. | Elemento finito de casca (Lopes, 2009). | 102 |
| Figura 33. | Modelo da viga metálica alveolada. | 103 |
| Figura 34. | Deformação inicial (Vassart <i>et al.</i> , 2010)..... | 103 |
| Figura 35. | Rotura da viga metálica alveolada à temperatura normal. | 104 |
| Figura 36. | Rotura da viga mista alveolada à temperatura normal. | 105 |
| Figura 37. | Direções das tensões principais na viga mista à temperatura normal. | 105 |
| Figura 38. | Rotura da viga mista alveolada em situação de incêndio. | 106 |

| | | |
|------------|---|-----|
| Figura 39. | Distribuição das temperaturas nos banzos do perfil metálico. | 107 |
| Figura 40. | Deslocamentos verticais a meio vão..... | 108 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | | |
|------------|--|----|
| Tabela 1. | Estados limites últimos e de utilização..... | 16 |
| Tabela 2. | Limites geométricos para vigas alveoladas (Lawson e Hicks, 2011)..... | 16 |
| Tabela 3. | Propriedades do Betão (NP EN 1992-1-1). | 19 |
| Tabela 4. | Propriedades do aço estrutural (NP EN 1993-1-1)..... | 19 |
| Tabela 5. | Valores de $k_{t,max}$ (EN 1994-1-1)..... | 22 |
| Tabela 6. | Limites máximos das relações largura-espessura de banzos em consola comprimidos (NP EN 1993-1-1). | 28 |
| Tabela 7. | Classificação da alma dos T's (Lawson e Hicks, 2011). | 30 |
| Tabela 8. | Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (EN 1993-1-1). | 59 |
| Tabela 9. | Valores de referência para as frequências próprias de vigas mistas (Calado e Santos, 2010). | 60 |
| Tabela 10. | Fatores de redução do aço e do betão a altas temperaturas (EN 1994-1-2). | 67 |
| Tabela 11. | Parâmetros geométricos..... | 76 |
| Tabela 12. | Propriedades do perfil de aço: IPE 550. | 76 |
| Tabela 13. | Propriedades dos materiais. | 76 |
| Tabela 14. | Ações permanentes e variáveis..... | 77 |
| Tabela 15. | Valores máximos de esforço transversal e momento fletor atuantes. | 78 |
| Tabela 16. | Características das aberturas e <i>web-post</i> em estudo na fase de utilização... .. | 80 |
| Tabela 17. | Dimensões da secção transversal na zona da abertura considerando uma abertura retangular equivalente. | 80 |
| Tabela 18. | Esforços axiais e momento fletor na abertura 1. | 84 |
| Tabela 19. | Esforços axiais e momentos flectores na fase de construção. | 92 |
| Tabela 20. | Valores máximos atuantes em situação de incêndio. | 95 |
| Tabela 21. | Temperatura crítica – fenómenos associados às aberturas. | 96 |
| Tabela 22. | Temperatura crítica – fenómenos associados à <i>web-post</i> | 96 |
| Tabela 23. | Distribuição da temperatura na secção transversal..... | 97 |
| Tabela 24. | Fatores de redução dos materiais em situação de incêndio. | 97 |
| Tabela 25. | Valores recomendados dos coeficientes parciais γ para edifícios. | A |

| | | |
|------------|--|---|
| Tabela 26. | Valores recomendados dos coeficientes ψ para sobrecargas em edifícios (NP EN 1990). | A |
| Tabela 27. | Valores recomendados dos coeficientes parciais γ dos materiais para os estados limites últimos (Partes 1-1 dos Eurocódigos 2, 3 e 4). | A |
| Tabela 28. | Momento fletor resistente das aberturas. | C |
| Tabela 29. | Valores atuantes nas aberturas. | D |
| Tabela 30. | Distribuição de esforço transversal na secção transversal das aberturas. | D |
| Tabela 31. | Flexão de Vierendeel. | E |
| Tabela 32. | Fenómenos associados à <i>web-post</i> . | E |
| Tabela 33. | Restrições ao esforço transversal da <i>web-post</i> – flexão e encurvadura. | F |
| Tabela 34. | Valores atuantes nas aberturas. | G |
| Tabela 35. | Distribuição de esforço transversal na secção transversal das aberturas. | G |
| Tabela 36. | Flexão de Vierendeel. | H |
| Tabela 37. | Fenómenos associados à <i>web-post</i> . | H |
| Tabela 38. | Momento fletor resistente nas aberturas. | O |
| Tabela 39. | Valores atuantes nas aberturas. | O |
| Tabela 40. | Distribuição de esforço transversal na secção transversal das aberturas. | P |
| Tabela 41. | Flexão de Vierendeel. | P |
| Tabela 42. | Fenómenos associados à <i>web-post</i> . | Q |
| Tabela 43. | Restrições do esforço transversal da <i>web-post</i> – flexão e encurvadura. | Q |

LISTA DE SÍMBOLOS

Maiúsculas do alfabeto latino:

| | |
|-------------|--|
| A | área da secção transversal do perfil metálico |
| A_b | área da secção transversal do T inferior |
| A_c | área da secção transversal da laje de betão |
| A_d | valor de cálculo das ações indiretas de incêndio |
| A_f | área do banzo da secção T |
| A_p | área da secção transversal da chapa perfilada |
| A_{sf} | área da armadura transversal |
| A_{sl} | área da armadura de tração |
| A_T | área da secção transversal em T |
| A_v | área resistente ao esforço transversal do perfil metálico |
| $A_{v,b}$ | área resistente ao esforço transversal do T inferior |
| $A_{v,t}$ | área resistente ao esforço transversal do T superior |
| A_w | área da alma da secção T |
| $C_{Rd,c}$ | coeficiente para determinar $V_{Rd,c}$ |
| E | módulo de elasticidade |
| E_a | módulo de elasticidade do aço |
| $E_{c,eff}$ | módulo de elasticidade da secção homogeneizada |
| E_{cm} | módulo de elasticidade do betão |
| E_d | valor de cálculo das ações à temperatura normal |
| $E_{fi,d}$ | valor de cálculo do efeito das ações em caso de incêndio |
| F | diferença entre o valor de cálculo do efeito das ações e o valor de cálculo da resistência |
| G | peso do perfil metálico por unidade de comprimento |
| G_k | valor característico das ações permanentes |
| $G_{k,j}$ | valor característico de uma ação permanente j |
| I | momento de inércia |
| I_y | momento de inércia da secção transversal mista |
| $I_{y,a}$ | momento de inércia da secção transversal do perfil metálico |

| | |
|------------------|--|
| L | comprimento do vão |
| L_e | comprimento equivalente do vão |
| $M_{b,Ed}$ | momento fletor atuante no T inferior |
| $M_{b,NV,Rd}$ | momento fletor resistente reduzido do T inferior na presença de esforço transversal e axial |
| M_{Ed} | momento fletor atuante |
| $M_{el,Rd}$ | momento fletor resistente elástico da secção T |
| $M_{el,N,Rd}$ | momento fletor resistente elástico reduzido na presença de esforço axial |
| $M_{fi,b,NV,Rd}$ | momento fletor resistente do T inferior em situação de incêndio |
| $M_{fi,Ed}$ | momento fletor atuante em situação de incêndio |
| $M_{fi,t,NV,Rd}$ | momento fletor resistente do T superior em situação de incêndio |
| $M_{fi,v,Ed}$ | momento fletor atuante de Vierendeel em situação de incêndio |
| $M_{fi,vc,Rd}$ | momento fletor resistente local devido à interação do T superior com a laje de betão em situação de incêndio |
| $M_{fi,wp,Ed}$ | momento fletor atuante na <i>web-post</i> em situação de incêndio |
| $M_{fi,wp,Rd}$ | momento fletor resistente da <i>web-post</i> em situação de incêndio |
| $M_{o,Rd}$ | momento fletor resistente plástico na zona da abertura |
| $M_{pl,NV,Rd}$ | momento fletor resistente plástico reduzido da secção T na presença de esforço transversal e axial |
| $M_{pl,Rd}$ | momento fletor resistente plástico da secção T |
| $M_{t,Ed}$ | momento fletor atuante no T superior |
| $M_{t,NV,Rd}$ | momento fletor resistente reduzido do T superior na presença de esforço transversal e axial |
| $M_{vc,Rd}$ | momento fletor resistente local devido à interação do T superior com a laje de betão |
| $M_{wp,Ed}$ | momento fletor atuante a meia altura da <i>web-post</i> |
| $M_{wp,Rd}$ | momento fletor resistente elástico da <i>web-post</i> |
| $N_{a,b,Ed}$ | esforço de tração atuante do T inferior |
| $N_{a,b,Rd}$ | esforço de tração resistente do T inferior |
| $N_{a,Rd}$ | esforço de tração resistente do perfil metálico |
| $N_{a,t,Ed}$ | esforço de compressão atuante no T superior |
| $N_{a,t,Rd}$ | esforço de compressão resistente do T superior |

| | |
|-----------------|---|
| $N_{c,Ed}$ | esforço de compressão atuante na laje de betão |
| $N_{c,Rd}$ | esforço de compressão resistente do betão na presença de conectores |
| $N_{c,s,Rd}$ | esforço de compressão resistente do betão para conexão total |
| N_{Ed} | esforço axial atuante na secção T |
| $N_{fi,a,b,Ed}$ | esforço de tração atuante no T inferior em situação de incêndio |
| $N_{fi,a,b,Rd}$ | esforço de tração resistente do T inferior em situação de incêndio |
| $N_{fi,c,Rd}$ | esforço de compressão resistente do betão em situação de incêndio |
| $N_{fi,wp,Ed}$ | esforço de compressão atuante na <i>web-post</i> em situação de incêndio |
| $N_{fi,wp,Rd}$ | esforço de compressão resistente à encurvadura da <i>web-post</i> em situação de incêndio |
| $N_{pl,Rd}$ | esforço axial resistente plástico da secção T |
| N_{Rd} | esforço axial resistente da secção T |
| $N_{wp,Ed}$ | esforço de compressão atuante na <i>web-post</i> |
| $N_{wp,Rd}$ | esforço de compressão resistente à encurvadura da <i>web-post</i> |
| P | carga concentrada a meio vão; valor representativo de uma ação de pré-esforço |
| PP | peso próprio |
| $P_{fi,Rd}$ | valor resistente dos conectores em situação de incêndio |
| P_{Rd} | valor resistente dos conectores |
| $P_{Rd,t}$ | valor resistente reduzido dos conectores |
| $P_{ten,Rd}$ | valor de cálculo resistente dos conectores ao arrancamento |
| $Q_{k,1}$ | valor característico da ação variável de base da combinação 1 |
| $Q_{k,i}$ | valor característico da ação variável acompanhante i |
| $R_{fi,d,t}$ | valor de cálculo da resistência em caso de incêndio no instante t . |
| T | secção transversal acima ou abaixo da abertura |
| $V_{a,b,Ed}$ | esforço transversal atuante no T inferior |
| $V_{a,t,Ed}$ | esforço transversal atuante no T superior |
| $V_{b,o,Rd}$ | esforço transversal resistente à encurvadura do perfil metálico na abertura |
| $V_{b,Rd}$ | esforço transversal resistente à encurvadura do perfil metálico |
| $V_{c,Ed}$ | esforço transversal atuante na laje de betão |
| V_{Ed} | esforço transversal atuante |
| $V_{Ed,max}$ | esforço transversal máximo |

| | |
|----------------|--|
| $V_{fi,Ed}$ | esforço transverso atuante em situação de incêndio |
| $V_{fi,Rd}$ | esforço transverso resistente em situação de incêndio |
| $V_{fi,wp,Ed}$ | esforço de corte longitudinal atuante na <i>web-post</i> em situação de incêndio |
| $V_{fi,wp,Rd}$ | esforço de corte longitudinal resistente em situação de incêndio |
| $V_{pl,Rd}$ | esforço transverso resistente plástico do perfil metálico |
| V_{Rd} | esforço transverso resistente da secção transversal |
| $V_{Rd,c}$ | esforço transverso resistente da laje de betão |
| $V_{wp,Ed}$ | esforço de corte longitudinal atuante na <i>web-post</i> |
| $V_{wp,Rd}$ | esforço de corte longitudinal resistente da <i>web-post</i> |
| X_k | valor característico das propriedades mecânicas do material |
| $X_{d,fi}$ | valor de cálculo das propriedades mecânicas do material em função da temperatura |
| $W_{pl,y}$ | módulo de flexão plástico da secção do elemento |

Minúsculas do alfabeto latino:

| | |
|-------------|---|
| b | largura do banzo de betão; espaçamento da viga |
| b_1 | largura da nervura menor |
| b_2 | largura da nervura maior |
| $b_{eff,o}$ | largura efetiva do betão na zona da abertura |
| b_f | largura do banzo do perfil metálico ou dos T's |
| b_o | valor mínimo ou médio da largura de uma nervura |
| b_w | largura efetiva da laje de betão para o cálculo do esforço transversal resistente |
| b_{wl} | largura menor da laje na área tracionada |
| c | largura de parte do banzo do perfil metálico |
| d | diâmetro da espiga do perno |
| d_b | altura da alma do T inferior |
| d_o | altura da abertura correspondente |
| d_t | altura da alma do T superior |
| d_w | altura da alma do T superior ou inferior |
| f | frequência de vigas mistas alveoladas |
| f_{cd} | valor de cálculo do betão |

| | |
|----------------|---|
| f_{ck} | valor característico do betão para provetes cilíndricos |
| $f_{ck,cube}$ | valor característico do betão para provetes cúbicos |
| f_{sd} | valor de cálculo da tensão de cedência da armadura |
| f_u | tensão última do aço estrutural ou dos conectores |
| f_y | tensão de cedência do aço estrutural ou dos conectores |
| f_{yd} | valor de cálculo do aço estrutural |
| $f_{yp,d}$ | valor de cálculo da tensão de cedência da chapa perfilada |
| g_k | valor característico das ações permanentes |
| h | altura da secção transversal do perfil metálico |
| h_b | altura do T inferior |
| h_c | altura da laje de betão acima das nervuras transversais |
| h_{eff} | altura efetiva da secção transversal entre os centros de gravidade dos T's |
| h_{eo} | altura da abertura equivalente para o cálculo da flexão de Vierendeel |
| h_f | altura da superfície de rotura |
| h_p | altura da chapa perfilada |
| h_s | altura total da laje de betão |
| $h_{s,eff}$ | altura efetiva da laje de betão para o cálculo do esforço transversal resistente |
| h_{sc} | altura nominal do perno |
| h_t | altura do T superior |
| h_T | altura do T superior ou inferior |
| h_w | altura da alma do perfil metálico |
| k | coeficiente para determinar $V_{Rd,c}$ |
| k_I | coeficiente para determinar $V_{Rd,c}$ |
| $k_{c,\theta}$ | fator de redução do betão a elevadas temperaturas |
| $k_{E,\theta}$ | fator de redução para a deformação do aço a elevadas temperaturas |
| k_o | fator de redução relativo à flexibilidade da viga; coeficiente da flecha adicional |
| k_t | fator de redução para nervuras transversais |
| $k_{t,max}$ | fator de redução máximo para nervuras transversais |
| $k_{u,\theta}$ | fator de redução da tensão última resistente dos conectores a elevadas temperaturas |
| $k_{y,\theta}$ | fator de redução para a tensão de cedência do aço a elevadas temperaturas |

| | |
|--------------------|---|
| $k_{y,\theta f,b}$ | fator de redução para a tensão de cedência do aço a elevadas temperaturas relativo ao banzo inferior |
| $k_{y,\theta w,t}$ | fator de redução para a tensão de cedência do aço a elevadas temperaturas relativo à alma do T inferior |
| $k_{wp,\theta}$ | coeficiente para determinar a temperatura na <i>web-post</i> |
| k_θ | coeficiente de redução da propriedade mecânica |
| l_e | comprimento equivalente da abertura para o cálculo da flexão de Vierendeel |
| l_o | comprimento da abertura correspondente |
| l_t | comprimento efetivo da abertura para a classificação da secção transversal |
| l_w | comprimento de encurvadura |
| n | coeficiente de homogeneização |
| n_f | número de conectores necessários para garantir a conexão total |
| n_o | número de aberturas na viga alveolada |
| n_r | número de conectores por nervura |
| n_{sc} | número de conectores aplicados entre o apoio e o ponto de momento fletor máximo |
| $n_{sc,o}$ | número de conectores aplicados acima da abertura |
| $n_{sc,s}$ | número de conectores aplicados entre eixos das aberturas |
| p | carga uniformemente distribuída |
| q_k | valor característico das ações variáveis |
| r | raio de concordância do perfil metálico |
| r_o | raio do canto da aberturas retangular |
| s | espaçamento entre eixos das aberturas |
| s_e | espaçamento entre a extremidade do perfil metálico e a extremidade da primeira abertura (<i>end-post</i>) |
| s_f | espaçamento da armadura |
| s_o | espaçamento entre as extremidades de duas aberturas |
| s_p | espaçamento entre eixos dos conectores |
| s_t | espaçamento transversal dos conectores |
| t | espessura da chapa perfilada; tempo |
| t_f | espessura do banzo do perfil metálico ou dos T's |
| $t_{fi,d}$ | valor de cálculo da resistência ao fogo |

| | |
|--------------|---|
| $t_{fi,req}$ | resistência ao fogo requerida regularmente |
| t_w | espessura da alma do perfil ou dos T's |
| $t_{w,eff}$ | espessura reduzida da alma |
| x | distância entre o apoio e o centro da abertura |
| y_1 | distância entre o centro de gravidade da área de betão e o eixo de referência |
| y_2 | distância entre o centro de gravidade do perfil metálico e o eixo de referência |
| y_G | centro de gravidade da secção mista |
| z_c | altura de betão em compressão |
| z_{el} | distância entre a extremidade do banzo e o centro de gravidade da secção T |
| z_{pl} | distância entre a extremidade do banzo e o eixo neutro plástico da secção T |
| z_{pna} | localização do eixo neutro plástico |
| z_t | distância entre a extremidade do banzo e o centro de gravidade do T superior |

Alfabeto grego:

| | |
|-------------------|--|
| ΔN_b | esforço de tração incremental desenvolvido no T inferior |
| ΔN_c | esforço de compressão desenvolvido pelos conectores aplicados acima da abertura |
| ΔN_{cs} | esforço de compressão incremental desenvolvido na laje de betão pelos conectores aplicados entre eixos das aberturas |
| α | coeficiente de redução em relação ao processo construtivo |
| γ_c | coeficiente parcial de segurança correspondente ao betão |
| γ_G | coeficiente parcial de segurança correspondente às ações permanentes |
| $\gamma_{G,j}$ | coeficiente parcial relativo à ação permanente j |
| γ_{M0} | coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe |
| γ_{M1} | coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura |
| $\gamma_{M,fi}$ | coeficiente parcial de segurança em situação de incêndio |
| $\gamma_{M,fi,a}$ | coeficiente parcial de segurança do aço em situação de incêndio |
| $\gamma_{M,fi,c}$ | coeficiente parcial de segurança do betão em situação de incêndio |

| | |
|------------------------|---|
| $\gamma_{M,fi,v}$ | coeficiente parcial de segurança correspondente à conexão em situação de incêndio |
| γ_P | coeficiente parcial relativo à ação de pré-esforço |
| γ_Q | coeficiente parcial de segurança correspondente às ações variáveis |
| $\gamma_{Q,1}$ | coeficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1 |
| $\gamma_{Q,i}$ | coeficiente parcial relativo à ação variável i |
| γ_v | coeficiente parcial de segurança correspondente à conexão |
| δ | flecha a meio vão |
| δ_a | flecha do perfil metálico a meio vão |
| δ_{add} | flecha adicional a meio vão devido à presença de aberturas |
| δ_c | flecha da viga mista a meio vão |
| δ_{max} | flecha máxima admissível a meio vão |
| ε | valor da extensão do aço estrutural |
| ε' | coeficiente para determinar a ε |
| η | grau de conexão de corte; coeficiente para calcular a encurvadura por esforço transversal |
| η_{fi} | fator de redução das ações em situação de incêndio |
| θ | ângulo que a escora de compressão faz com o eixo da viga; temperatura |
| θ_c | temperatura no betão |
| θ_{cr} | temperatura crítica do elemento |
| θ_d | temperatura do elemento |
| $\theta_{f,b}$ | temperatura no banzo inferior |
| $\theta_{f,t}$ | temperatura no banzo superior |
| θ_{sc} | temperatura nos conectores |
| $\theta_{w,b}$ | temperatura na alma do T inferior |
| $\theta_{w,t}$ | temperatura na alma do T superior |
| θ_{wp} | temperatura na <i>web-post</i> |
| $\bar{\lambda}$ | esbelteza normalizada |
| $\bar{\lambda}_\theta$ | esbelteza normalizada para a temperatura θ |
| λ_I | esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada |
| v | coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por corte longitudinal |

| | |
|---------------|---|
| v_{Ed} | tensão de corte longitudinal na superfície de rotura considerada |
| v_{min} | coeficiente para determinar $V_{Rd,c}$ |
| ρ | coeficiente para determinar $t_{w,eff}$ |
| ρ_1 | coeficiente para determinar $V_{Rd,c}$ |
| σ_{cp} | coeficiente para determinar $V_{Rd,c}$ |
| ϕ | valor para determinar o coeficiente de redução χ |
| ϕ_θ | valor para determinar o coeficiente de redução χ_{fi} |
| χ | coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante |
| χ_{fi} | coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante em situação de incêndio |
| $\psi_{0,i}$ | coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável i |
| $\psi_{1,1}$ | coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável de base da combinação 1 |
| $\psi_{2,i}$ | coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i |

Símbolos matemáticos:

| | |
|----------|-----------------------------------|
| “+” | significa “a combinar com” |
| Σ | significa “o efeito combinado de” |

1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo expõe uma introdução teórica à temática desenvolvida nesta dissertação, onde os objetivos e estrutura da mesma são aqui referenciados.

1.1. Generalidades

A partir do século XIX, a construção metálica teve um crescimento favorável com o aperfeiçoamento no cálculo estrutural e a evolução nos procedimentos de fabrico dos perfis laminados. No séc. XX, fatores como a produção industrial do aço, melhoramento no conhecimento da Teoria das Estruturas e o surgimento da solda elétrica, permitiram que a construção metálica surgisse no mercado como uma solução exequível dos pontos de vista técnico e económico (Veríssimo, 1996).

Após a Segunda Guerra Mundial, engenheiros de estruturas procuraram novas formas e métodos de baixarem o custo das estruturas metálicas e, por sua vez, a racionalização dos processos construtivos e a otimização de espaços, materiais e mão-de-obra tiveram papel importante na obtenção de soluções económicas (Demirdjian, 1999; Veríssimo, 1996). Dentro desse contexto, a responsabilidade do engenheiro de estruturas ao projetar uma estrutura, tem por base não só os fatores de segurança e manutenção, mas também os requisitos funcionais com base na utilização a que a estrutura se destina (INSDAG, 2006).

Restrições de altura na construção de edifícios com vários pisos são bastante reiteradas por normas de zoneamento urbano, fatores económicos e apreciações estéticas. A transição de dutos de serviços com elevado diâmetro sob vigas metálicas, solicita por vezes um pé-direito com uma grande altura, levando habitualmente a alturas inadmissíveis entre pisos de edifícios (Rodrigues, 2007).

Ao se projetar um edifício de múltiplos andares, tradicionalmente, o sistema estrutural consiste em vigas de alma cheia que prejudicam a passagem de dutos de serviços e, consequentemente, levam muitas vezes a que depois da conclusão do processo de montagem estrutural seja necessário corrigir condutas no local. Por sua vez, o aumento da altura do piso em fase de projeto para a integração de serviços leva a um custo adicional que é geralmente inaceitável (INSDAG, 2006).

A utilização das vigas alveoladas, com a passagem dos dutos de serviços pelas suas aberturas, é vista como uma boa solução para ajudar a minimizar a altura dos edifícios e, consequentemente, reduzir os custos de manutenção bem como os custos de construção (Darwin, 1990). Esta é uma solução que começou por ser utilizada desde o início do séc. XX, embora ocasionalmente devido ao processo de fabrico manual, em países como Estados Unidos, Reino Unido, Japão e Alemanha, sendo desde logo reconhecida como uma vantagem na construção (Das e Srimani, 1986).

1.2. Objetivo

O objetivo da presente dissertação tem por base a revisão bibliográfica das vigas alveoladas e aplicação das suas metodologias de dimensionamento à temperatura normal e em caso de incêndio. O objetivo principal foi atingido através dos seguintes tópicos:

- Exposição e caracterização das vigas alveoladas;
- Apresentação de métodos de cálculo simplificados para ambas as situações;
- Aplicação das metodologias de cálculo;
- Avaliação dos métodos de cálculo analíticos através de uma modelação numérica.

1.3. Estrutura

A atual dissertação encontra-se dividida em sete capítulos.

No Capítulo 1 é realizada uma introdução geral ao tema da dissertação e são apresentados os objetivos da mesma.

O Capítulo 2 expõe de forma precisa uma apresentação das vigas alveoladas, descrevendo as suas tipologias, processos de fabrico, vantagens e aplicações. Os modos de rotura mais comuns deste tipo de vigas também são referidos neste capítulo.

As metodologias de dimensionamento de vigas alveoladas para a temperatura normal são descritas no Capítulo 3, onde o dimensionamento pelos métodos de cálculo simplificados é desenvolvido para assegurar uma verificação da segurança relativamente aos estados limites últimos e de utilização.

No Capítulo 4 são apresentados métodos de cálculo simplificados para vigas alveoladas em situação de incêndio.

No Capítulo 5 pretende-se demonstrar através de um exemplo prático a aplicação das metodologias de cálculo enunciadas nos capítulos anteriores.

O Capítulo 6 compreende a modelação numérica de vigas alveoladas e respetiva comparação com os métodos de cálculo simplificados.

Finalmente, o Capítulo 7 encerra a dissertação com a discussão das conclusões essenciais e apresentação de alguns potenciais desenvolvimentos futuros.

2. VIGAS ALVEOLADAS

O capítulo que se segue visa apresentar as tipologias de vigas alveoladas com referência às suas vantagens, processos de fabrico e modos de aplicação na construção. São também apresentados os modos de rotura mais comuns deste género de vigas.

2.1. Classificação de vigas alveoladas

2.1.1. Composição e/ou resistência mecânica

A classificação de vigas alveoladas quanto à sua composição e resistência mecânica surge por causa da forma com que as vigas suportam as cargas atuantes, sendo estas divididas em vigas metálicas ou mistas (Figura 1). No que diz respeito às vigas metálicas, estas resistem às cargas atuantes utilizando simplesmente o material pelo qual são compostas. Já para as vigas mistas, a sua composição resulta na união dos perfis metálicos com as lajes de betão por meio de conectores de corte, obtendo uma maior resistência mecânica e rigidez à flexão quando comparadas com as vigas de aço (Rodrigues, 2007).

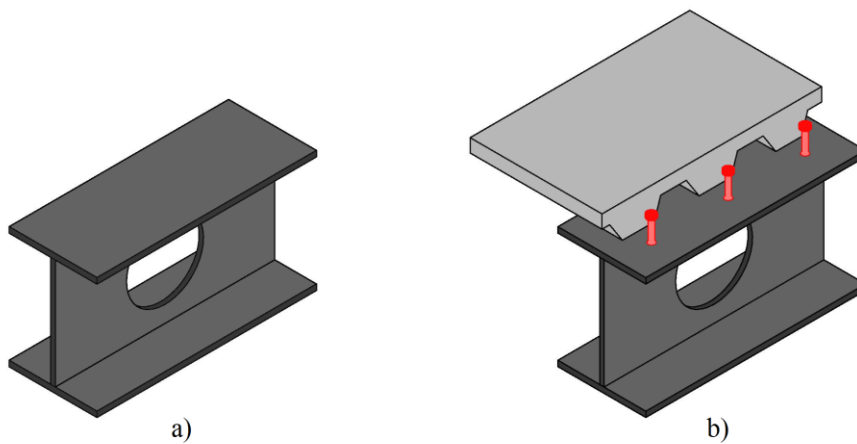


Figura 1. Vigas alveoladas: a) viga metálica; b) viga mista.

2.1.2. Geometria da abertura

As aberturas na alma (Figura 2) são definidas pela sua aparência estética e funcionalidade, cabendo ao projetista a sua decisão sem nenhum tipo de regras específicas

para a sua escolha (INSDAG, 2006). As aberturas hexagonais, circulares, octogonais, sinusoidais e circulares alongadas, são as mais comuns e usadas na construção. Estes tipos de configurações são possíveis devido aos diferentes padrões de fabrico (ArcelorMittal, 2008).

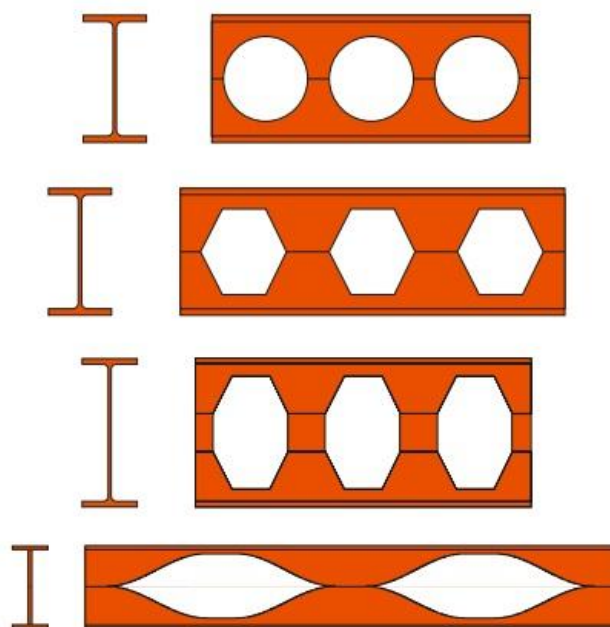


Figura 2. Vigas alveoladas com diferentes aberturas (ArcelorMittal, 2011).

2.2. Processos de fabrico

No que diz respeito ao fabrico das vigas com aberturas na alma, tem havido uma série de processos utilizados até agora (Das e Srimani, 1986). Um dos métodos consiste na criação das aberturas diretamente nas almas dos perfis laminados. Este processo realiza-se essencialmente para vigas com aberturas isoladas, o que por sua vez mantém a altura do perfil metálico original e implica uma ligeira redução da sua resistência (Lawson e Hicks, 2011; Rodrigues, 2007).

O segundo método, tem por base a união de três chapas de aço através de soldadura formando uma secção em “I” (Figura 3). As aberturas na alma desse novo perfil alveolado podem ser obtidas antes do processo de soldadura ou após o mesmo, e são usados para criar respetivamente, aberturas regularmente espaçadas e aberturas isoladas. Outra particularidade deste método, resulta na soldadura de chapas metálicas com diferentes tamanhos e formas, originando vigas alveoladas assimétricas e de inércia variável (Lawson e Hicks, 2011).



Figura 3. Vigas alveoladas fabricadas pela soldadura de três chapas metálicas (Lawson e Hicks, 2011).

A teoria por detrás das vigas alveoladas consiste em aumentar a sua altura e a sua resistência de uma forma mais económica, utilizando processos de fabrico mais vantajosos, como o fabrico de vigas alveoladas a partir de perfis laminados. Antigamente, o processo de fabrico destas vigas alveoladas baseava-se em cortar longitudinalmente os perfis de secção cheia, separá-los e soldá-los novamente. Este era um processo manual que se tornava dispendioso e muito lento, e por vezes produzia vigas alveoladas com defeitos que afetavam negativamente a sua resistência. Nessa altura, a geometria da abertura das vigas alveoladas era invariavelmente hexagonal e retangular, sem que houvesse perda de material. Mais tarde com o aparecimento do corte automatizado e a evolução na tecnologia de soldadura, foi possível uma melhor produção deste tipo de vigas (Figura 4) (Billy Milligan, 2001; Das e Srimani, 1986; Parlor, 2008).



Figura 4. Fabrico de uma viga alveolada hexagonal (Gemperle, 2007).

Atualmente, o uso de tochas de plasma automatizadas e controladas por computador, permite uma maior produção de vigas alveoladas de alta precisão e baixo custo com bastante variedade de aberturas. No caso das vigas alveoladas circulares, estas são formadas por duas linhas de corte semicirculares que provocam uma perda de material não substancial, e posteriormente as duas metades são separadas, deslocadas e soldadas em conjunto (Figura 5) (Billy Milligan, 2001).

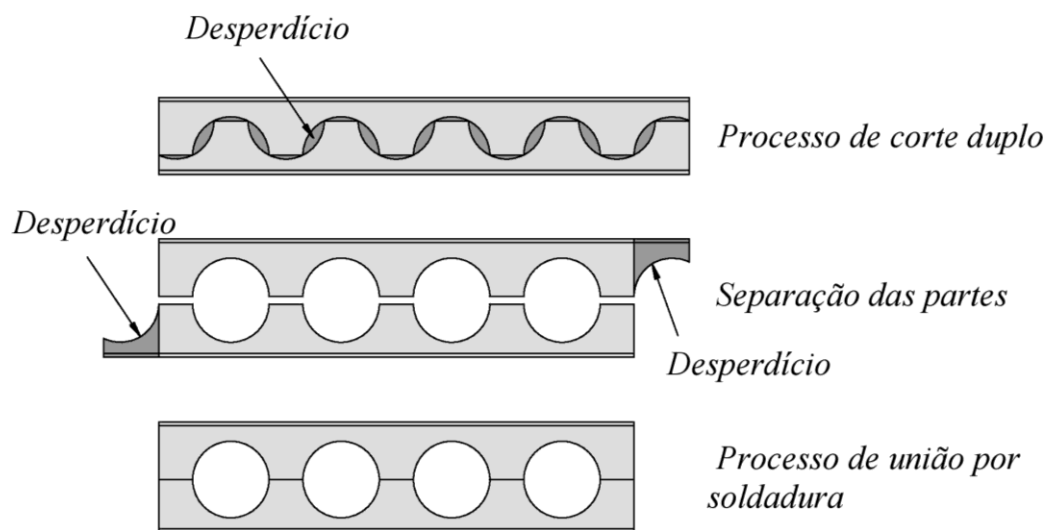


Figura 5. Processo de fabrico de uma viga alveolada circular. Adaptado de (Erdal *et al.*, 2011).

Utilizando pequenas diferenças no processo de fabrico de vigas alveoladas a partir de perfis laminados, pode-se obter vigas alveoladas simétricas, assimétricas, com curvatura e com inércia variável. O processo de fabrico das vigas alveoladas com curvatura (Figura 7) é simples. Estas são sujeitas, como o nome indica, a uma pequena curvatura antes da sua união. Por outro lado, as vigas alveoladas assimétricas (Figura 6) são obtidas a partir da união de duas secções em “T” de diferentes dimensões e estes perfis são particularmente usados com a funcionalidade de vigas mistas. No caso das vigas alveoladas de inércia variável (Figura 6), a sua configuração resulta numa ligeira inclinação da linha de corte ao longo do eixo da alma, em que posteriormente, uma das secções resultantes em “T” é invertida e depois soldada com a outra secção (ArcelorMittal, 2008).

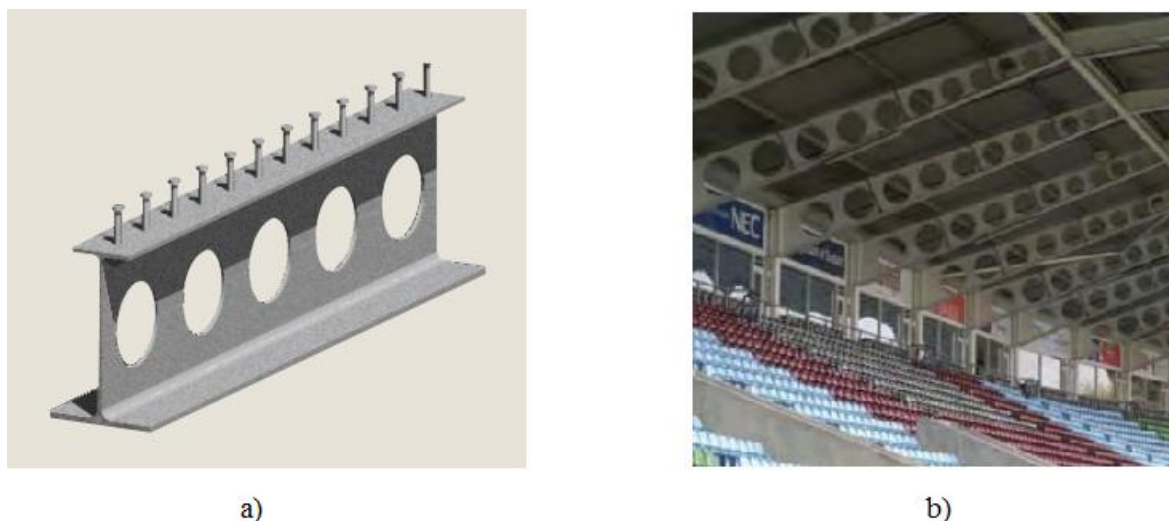


Figura 6. Vigas alveoladas: a) assimétrica (ArcelorMittal, 2008); b) inércia variável (Westok, 2008).

2.3. Vantagens e aplicações

O uso das vigas alveoladas tem tido um crescimento favorável devido à sua concepção e vantagens na construção. A possibilidade da construção de vãos longos que permitem uma planta mais aberta com uma redução no número de pilares, é praticável por causa da boa resistência das vigas alveoladas em relação ao seu peso que surge como resultado do aumento da sua altura. No que diz respeito às vantagens construtivas, com o intuito de economizar e reduzir a altura do pé direito, a capacidade da execução de serviços (Figura 7) através das aberturas nas almas das vigas é uma das grandes vantagens exploradas pelos engenheiros. A utilização de vigas alveoladas como vigas expostas (Figura 7) é uma realidade que é exequível devido às vantagens estéticas que este género de viga permite (Hoffman *et al.*, 2006).

Segundo Boyer (1964), apesar de as vigas alveoladas serem uma escolha ideal para muitas situações, seria errado afirmar que são a melhor solução para qualquer caso. Existem algumas situações em que as cargas são muito pequenas, os vãos muito curtos, ou as limitações de profundidade demasiado restritivas, para usufruir da economia das vigas alveoladas. No entanto, a eficiência e a economia das vigas alveoladas têm sido bem estabelecidas e, para vigas usadas na maioria dos vãos que suportam cargas médias a cargas pesadas, o seu uso merece consideração.

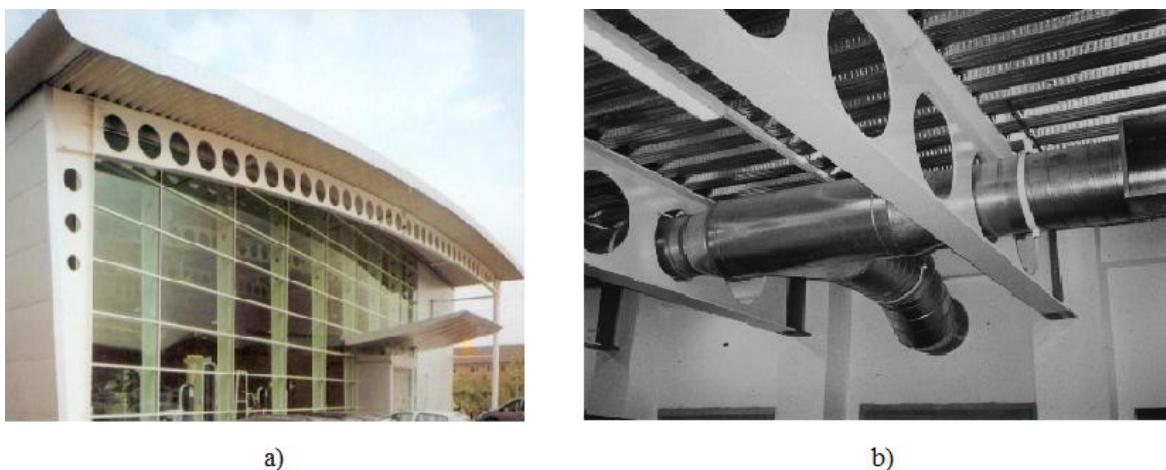


Figura 7. Aplicações de vigas alveoladas: a) viga alveolada exposta com curvatura (Sweedan e El-Sawy, 2011); b) passagem de serviços através das aberturas (Chung e Lawson, 2001).

Em relação a casos práticos, as vigas alveoladas ganham espaço no mercado quando usadas em grandes superfícies como coberturas devido aos extensos vãos livres e baixos valores das cargas aplicadas. O mesmo sucede no caso de pavimentos e coberturas de estações ferroviárias e rodoviárias. Outro caso, resume-se ao uso deste género de solução nos parques de estacionamento, permitindo uma maior flexibilidade nas manobras de veículos como uma maior otimização do espaço de estacionamento. Uma aplicação bastante razoável é a sua utilização em pórticos com o intuito de minimizar o seu peso. Relativamente a edifícios de escritórios e hospitais, a sua aplicação surge com regularidade devido à vantagem da introdução de dutos de serviços pelas aberturas das vigas alveoladas (Paiva, 2009).

2.4. Modos de rotura

Os vários modos de rotura (Figura 8) para vigas alveoladas ocorrem por correlação com a geometria das aberturas, no que toca à sua altura, largura e espaçamento entre as mesmas, esbelteza da viga e tipo de cargas aplicadas (Sabarish e Biju, 2010). Estes vários modos de rotura são aqui apresentados e classificados, tendo em conta a aplicação de cargas distribuídas e pontuais para vigas alveoladas de aço e mistas com uma ou mais aberturas.

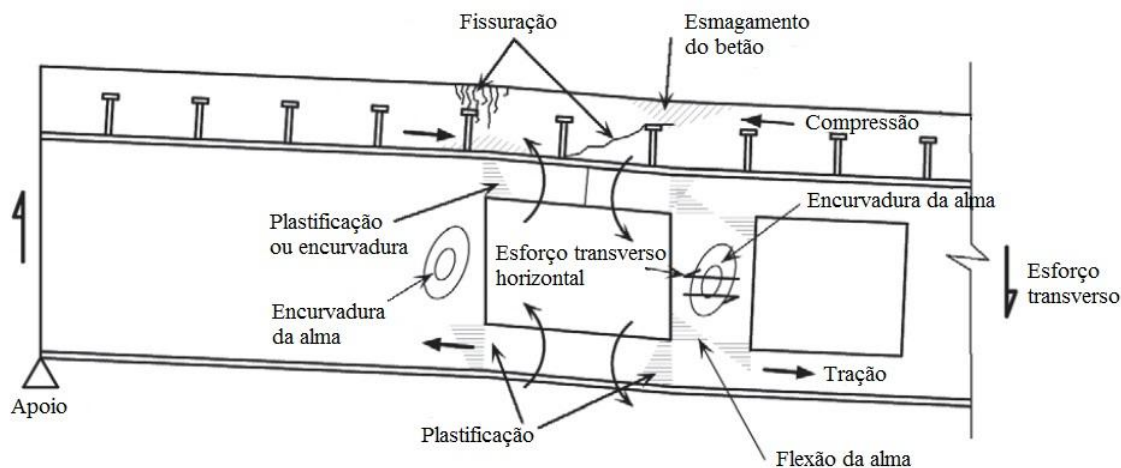


Figura 8. Diferentes modos de rotura. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

2.4.1. Rotura por flexão global da viga

Este modo de rotura é mais suscetível para vigas alveoladas, com aberturas localizadas a meio vão, que estejam sujeitas a flexão pura. A rotura pode acontecer nas secções acima e abaixo das aberturas, sendo esta similar ao colapso da alma de uma viga de secção cheia. Por outro lado, a ação da flexão global na viga (Figura 9) pode provocar uma encurvadura por torção lateral da viga alveolada. Este fenómeno é de ocorrência mais provável nas vigas de aço devido à falta de apoio lateral no banzo comprimido, sendo que nas vigas mistas a zona comprimida é essencialmente o betão, mas este pode romper por esmagamento (Sabarish e Biju, 2010).

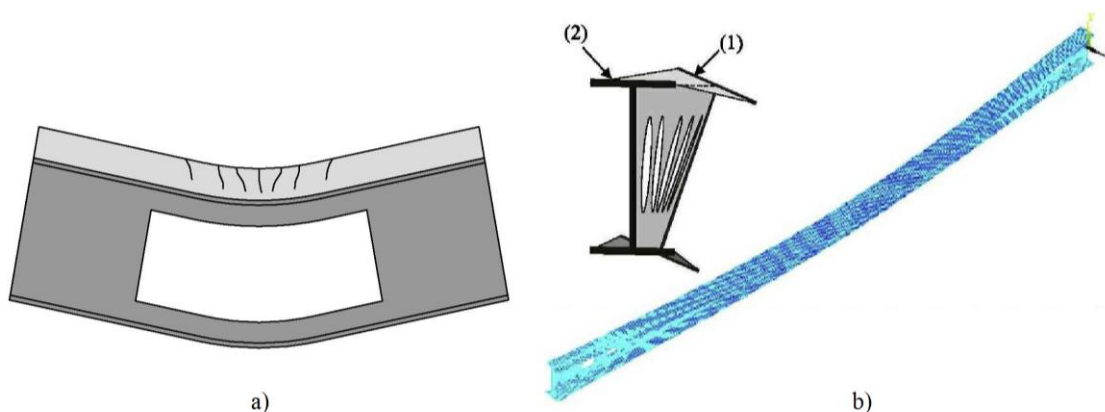


Figura 9. Rotura por flexão global da viga: a) esmagamento do betão (Fahmy e Hassanein, 2002); b) encurvadura por torção lateral (Sweedan, 2011).

2.4.2. Rotura por esforço transversal e mecanismo de Vierendeel

A colocação de aberturas com uma altura considerável nas extremidades dos vãos, faz com que o esforço transversal aplicado na viga seja o principal causador do seu modo de rotura, já que o valor do momento fletor nessa secção não é muito significativo (Fahmy e Hassanein, 2002).

Vigas alveoladas sujeitas a um elevado esforço transversal transferido pelas aberturas, são alvo do mecanismo de Vierendeel (Figura 10), que devido à formação de momentos flectores locais nas zonas acima e abaixo das aberturas, podem originar quatro rótulas nos cantos dessas mesmas aberturas. Este efeito pode ser significativo em grandes aberturas, e por isso é necessário a limitação do seu comprimento e altura. Relativamente às vigas de aço, estas tornam-se mais frágeis do que comparadas com as vigas mistas, visto que a área comprimida pelos momentos flectores locais restringe-se ao banzo superior e à zona entre este e a abertura. A transferência de esforço transversal pelas *web-posts*, ou seja, zonas entre as aberturas, pode ter como consequência a sua rotura (Lawson e Hicks, 2011; Wong *et al.*, 2010).

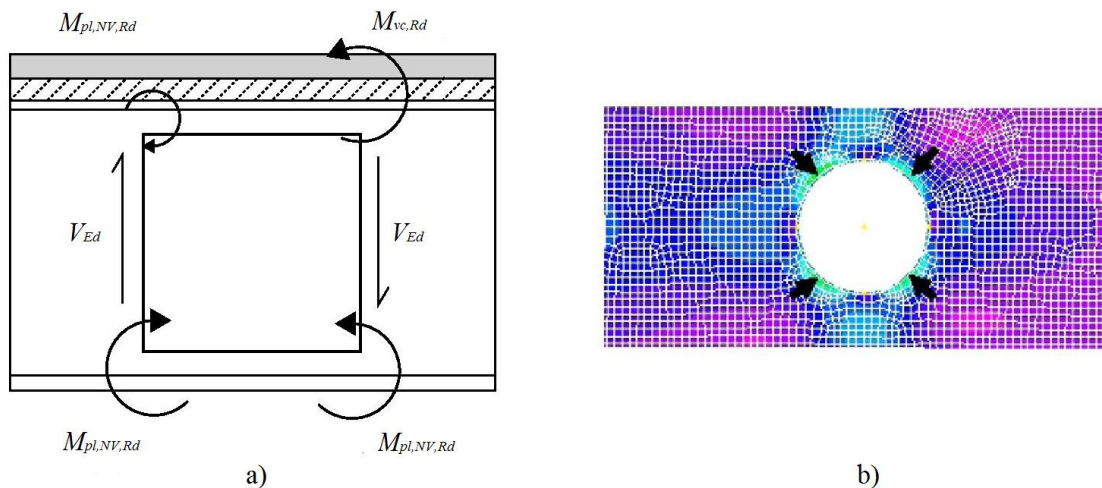


Figura 10. Mecanismo de Vierendeel: a) momentos flectores locais (Bake, 2011); b) rotura da abertura (Lagaros *et al.*, 2008).

2.4.3. Rotura pela alma (*web-post*)

A rotura nas vigas alveoladas ocorre geralmente com mais frequência nas secções T (secção transversal entre a extremidade exterior dos banzos e as aberturas) e nas *web-posts*. A encurvadura e flexão das *web-posts* são os modos de colapso mais comuns, juntamente

com a rotura devido à presença de esforços de corte longitudinal nesta mesma secção (Bake, 2011).

2.4.3.1. Esforços de corte longitudinal

No caso de vigas alveoladas fabricadas a partir de perfis laminados, a presença de esforços de corte longitudinal nas secções entre as aberturas, pode provocar uma rotura da junta soldada (Figura 11). Este processo de rotura é visível essencialmente em vigas alveoladas cujas aberturas são grandes, e em que o comprimento de soldadura é pequeno. Sendo assim, estes fatores devem ser sujeitos a um processo de escolha bastante prudente (Sabarish e Biju, 2010).

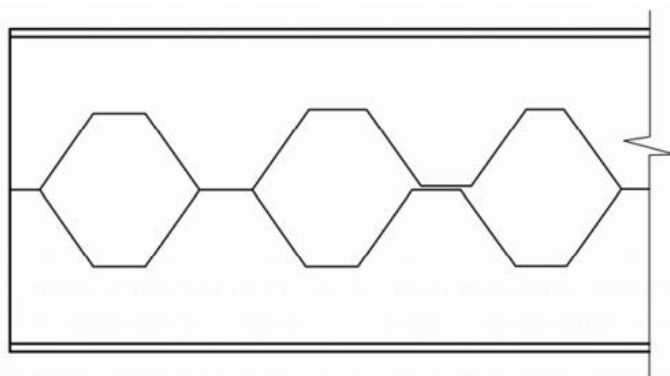


Figura 11. Rotura da junta soldada (Demirdjian, 1999).

2.4.3.2. Encurvadura

A encurvadura das *web-posts* (Figura 12), assim como o esforço de corte longitudinal, tem um papel preponderante no que toca ao dimensionamento das vigas alveoladas, e para este género de vigas com múltiplas aberturas na alma, a encurvadura das *web-posts* pode ser um caso crítico quando o espaçamento entre elas é pequeno. Outro caso a ter em conta, sucede-se após o alargamento de aberturas circulares, em que removendo a *web-post* entre as aberturas adjacentes é criada uma menor resistência ao processo de encurvadura (Lawson e Hicks, 2011).

A encurvadura por compressão da *web-post*, pode acontecer próximo das cargas verticais pontuais, aplicadas no banzo da viga, e das reações de apoio, sendo este modo de rotura semelhante para as vigas de secção cheia (Sabarish e Biju, 2010). Para as vigas alveoladas com aberturas hexagonais a encurvadura é possível, quando uma aresta inclinada da abertura é sujeita a um esforço de tração, e por sua vez, a aresta oposta é

constrangida a um esforço de compressão, provocando um efeito de torção ao longo da altura da *web-post* (Demirdjian, 1999).

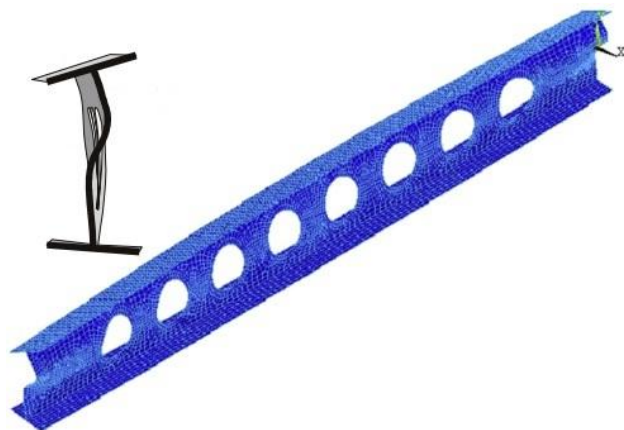


Figura 12. Encurvadura da alma (Sweedan, 2011).

2.4.3.3. Flexão

A flexão da *web-post* é resultante dos momentos fletores locais provocados pelo mecanismo de Vierendeel e, normalmente, este tipo de rotura é mais suscetível para vigas alveoladas em que a geometria das aberturas é retangular. Já no caso das vigas alveoladas com aberturas circulares, este modo de rutura não é o mais preocupante, porque o aumento da largura da *web-post* a partir do seu centro até às suas extremidades permite uma maior resistência à flexão (Lawson e Hicks, 2011).

3. METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO: TEMPERATURA NORMAL

No presente capítulo é apresentado o modelo de dimensionamento à temperatura normal de vigas metálicas e mistas alveoladas, estabelecido pela publicação SCI: P355 *Design of composite beams with large web openings* (Lawson e Hicks, 2011) e suplantado pelos princípios e regras de dimensionamento dos Eurocódigos. Em determinados pontos, é realizada uma comparação com uma proposta de dimensionamento de vigas mistas alveoladas (European Commission, 2006) que está de momento a ser analisada pelos membros do Comité Europeu de Normalização (CEN), com a finalidade de ser integrada na Parte 1-1 do Eurocódigo 4. A proposta de dimensionamento em análise é feita com base no projeto europeu RFCS: *Large web openings for service integration in composite floors*, 2006 – *Contract* Nº: RFS-CT-2005-00037, onde as bases de dimensionamento são idênticas à publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011).

3.1. Considerações iniciais

Os métodos de cálculo de vigas alveoladas simplesmente apoiadas, abrangem hoje em dia o seu dimensionamento para diversos casos, como por exemplo, a inclusão de reforços horizontais nas zonas da abertura com o intuito de melhorar o desempenho da viga e, o cálculo de vigas com aberturas não centradas relativamente à altura da alma. Contudo, segundo Lawson e Hicks (2011), não é possível criar um guia definitivo para todos os casos, sendo que os princípios de dimensionamento estrutural em geral devem continuar a ser observados, com particularidade para perfis soldados.

Este capítulo abrange o modelo de cálculo desenvolvido em relação aos estados limites últimos de resistência e aos estados limites de utilização definidos na Tabela 1, para vigas metálicas ou mistas alveoladas simplesmente apoiadas com cargas uniformemente distribuídas e/ou pontuais. Os perfis metálicos considerados podem ser laminados ou soldados com banzos de Classe 1, 2, ou 3 e com almas de Classe 1, 2, 3 ou 4 (secção 3.5). Estes perfis têm a particularidade de serem simétricos com aberturas centradas em relação à altura do perfil e com espessura uniforme da alma. A laje de betão pode ser encarada

como laje maciça ou com chapa perfilada em que as nervuras são transversais ao vão da viga.

Apesar de nas secções seguintes ser comentado essencialmente o processo de cálculo para vigas mistas alveoladas, a avaliação da segurança de uma viga metálica alveolada também pode ser feita segundo este modelo de dimensionamento. No entanto, é necessário que seja ignorada a contribuição da laje de betão e que a viga esteja travada lateralmente, evitando a possibilidade de ocorrer a rotura por encurvadura lateral. A principal diferença surge na necessidade do T superior resistir à compressão quando sujeito à flexão e, como consequência, é menos eficaz quando solicitado a resistir ao momento fletor de Vierendeel e ao esforço transversal (Lawson e Hicks, 2011).

Tabela 1. Estados limites últimos e de utilização.

| <i>Estados limites últimos</i> | <i>Estados limites de utilização</i> |
|--|--------------------------------------|
| Momento fletor | Deformação |
| Esforço transversal | |
| Esforço de corte longitudinal | |
| Encurvadura por esforço transversal | |
| Momento fletor de Vierendeel | Vibração |
| <i>Web-post</i> (encurvadura, flexão e corte longitudinal) | |

O modelo de dimensionamento é definido para vigas alveoladas com aberturas retangulares ou circulares, onde a configuração de cada tipo de abertura, assim como, os parâmetros geométricos fundamentais, podem ser observados na Figura 13. No entanto, o cálculo de aberturas circulares é feito com base numa abertura retangular equivalente, onde o seu comprimento é usado para calcular o momento fletor resistente de Vierendeel (ver secção 3.8).

Tabela 2. Limites geométricos para vigas alveoladas (Lawson e Hicks, 2011).

| <i>Parâmetros</i> | <i>Limites</i> | |
|--|-----------------------------|--------------------------------------|
| | <i>Aberturas Circulares</i> | <i>Aberturas Retangulares</i> |
| Altura máxima da abertura (d_o) | $\leq 0.8h$ | $\leq 0.7h$ |
| Altura mínima dos T's (h_t e h_b) | $\geq t_f + 30 \text{ mm}$ | $\geq 0.1h$ e $d_t \geq 0.1l_o$ |
| Comprimento máximo da abertura (l_o) | - | $\leq 2d_o$ |
| Largura mínima da <i>web-post</i> (s_o) | $\geq 0.3d_o$ | $\geq 0.5l_o$ |
| Largura mínima da extremidade apoiada (s_e) | $\geq 0.5d_o$ | $\geq l_o$ e $\geq h$ |
| Raio do canto das aberturas retangulares (r_o) | - | $\geq 2t_w$ mas $\geq 15 \text{ mm}$ |

Algumas limitações geométricas estão definidas na Tabela 2 para que o dimensionamento de vigas alveoladas possa ser estabelecido através deste método.

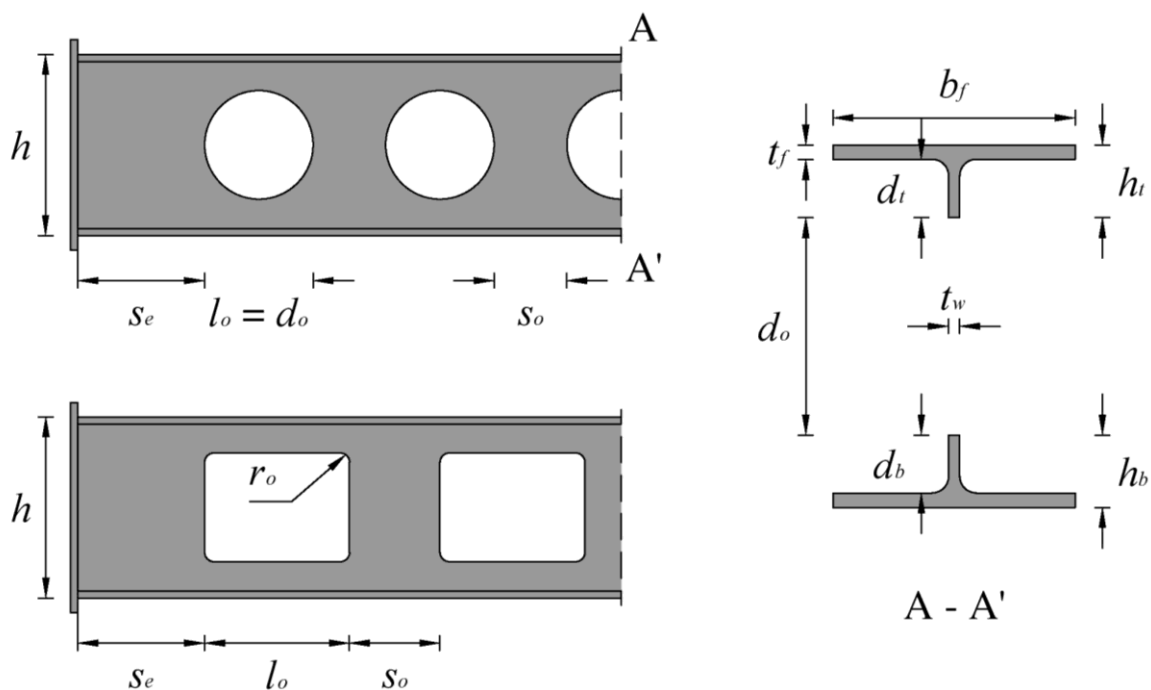


Figura 13. Configuração das aberturas. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

3.2. Ações

As combinações de ações a considerar para a verificação da segurança de um elemento misto alveolado estão definidas na NP EN 1990. Em relação aos estados limites últimos são consideradas três situações distintas, entre elas, as situações de projeto persistentes, de projeto acidentais e de projeto sísmicas. A título de exemplo, pode-se considerar a combinação fundamental definida pela expressão (6.10) de NP EN 1990, para as situações de projeto persistentes, como:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

Relativamente aos estados limites de utilização, as combinações de ações devem cumprir as exigências de utilização e de desempenho em questão. Nesta situação são também estipuladas três combinações diferentes, tais como: a combinação característica, frequente e quase-permanente. Da mesma forma é apresentada, como exemplo, a

combinação de ação frequente estabelecida pela equação (6.15b) do mesmo Eurocódigo como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2)$$

em que:

| | |
|----------------|--|
| “+” | significa “a combinar com”; |
| \sum | significa “o efeito combinado de”; |
| $G_{k,j}$ | valor característico de uma ação permanente j ; |
| P | valor representativo de uma ação de pré-esforço; |
| $Q_{k,1}$ | valor característico da ação variável de base da combinação 1; |
| $Q_{k,i}$ | valor característico da ação variável acompanhante i ; |
| $\gamma_{G,j}$ | coeficiente parcial relativo à ação permanente j ; |
| γ_P | coeficiente parcial relativo à ação de pré-esforço; |
| $\gamma_{Q,1}$ | coeficiente parcial relativo à ação variável de base da combinação 1; |
| $\gamma_{Q,i}$ | coeficiente parcial relativo à ação variável i ; |
| $\psi_{0,i}$ | coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável i ; |
| $\psi_{1,1}$ | coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável de base da combinação 1; |
| $\psi_{2,i}$ | coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i ; |

No Anexo 1 encontram-se tabelados os valores recomendados dos coeficientes γ e ψ para edifícios estipulados pelo Anexo A1 de NP EN 1990.

3.3. Materiais

Recorrendo uma vez mais aos Eurocódigos, é possível observar as propriedades da resistência dos principais materiais que constituem uma viga mista alveolada. No que diz respeito ao betão normal, as suas propriedades são apresentadas nos Eurocódigos 2 e 4, enquanto no Eurocódigo 3 são expostas as propriedades relativamente ao aço estrutural.

3.3.1. Betão

A tensão de rotura do betão à compressão é indicada consoante a sua classe de resistência. Por sua vez, a classe de resistência do betão expressa-se em relação ao seu valor característico para provetes cilíndricos, f_{ck} , ou para provetes cúbicos, $f_{ck,cube}$ (Calado e Santos, 2010). Na Tabela 3, são indicados os valores característicos da resistência do betão normal, assim como os valores relativos ao módulo de elasticidade, E_{cm} .

Tabela 3. Propriedades do Betão (NP EN 1992-1-1).

| Propriedades do Betão | Classes de Resistência do Betão | | | | |
|-----------------------|---------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 |
| f_{ck} (MPa) | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| $f_{ck,cube}$ (MPa) | 25 | 30 | 37 | 45 | 50 |
| E_{cm} (GPa) | 30 | 31 | 33 | 34 | 35 |

Quando se procede à verificação para os estados limites últimos de resistência das secções de vigas mistas com um comportamento plástico, o Eurocódigo 4 (ponto 6.2.1.2) estipula um valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão igual a $0.85f_{cd}$. Contudo, para um comportamento elástico da secção, o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão é limitado a f_{cd} (Lawson e Hicks, 2011).

3.3.2. Aço

O aço estrutural tem como propriedades a tensão de cedência f_y e a tensão última f_u . Os seus valores nominais para aços estruturais laminados a quente são apresentados na Tabela 4. Para efeitos de cálculo, os valores em causa devem ser reconhecidos como valores característicos (Calado e Santos, 2010).

Tabela 4. Propriedades do aço estrutural (NP EN 1993-1-1).

| Norma e Classe do Aço (EN 10025-2) | Espessura nominal t do elemento (mm) | | | |
|------------------------------------|--|----------------------------|------------------------------------|----------------------------|
| | $t \leq 40\text{mm}$ | | $40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$ | |
| | f_y (N/mm ²) | f_u (N/mm ²) | f_y (N/mm ²) | f_u (N/mm ²) |
| S235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S355 | 355 | 490 | 335 | 470 |

No caso de estruturas mistas, tal como as vigas mistas alveoladas, o Eurocódigo 4 (ponto 3.3) não abrange o cálculo para valores da tensão de cedência do aço estrutural superiores a 460 N/mm².

3.4. Viga mista

Nesta secção são discutidas as bases do dimensionamento ao estado limite último de uma viga mista alveolada, essencialmente fundamentada pelo Eurocódigo 4. Igualmente para vigas mistas de secção cheia, é necessário não só fazer uma avaliação do tipo de conexão entre o perfil de aço e o betão, assim como verificar o tipo de laje usado na secção mista.

3.4.1. Conectores

Na avaliação da capacidade resistente de uma viga mista, a conexão entre a secção de aço com a laje de betão tem de ser cumprida para que os dois materiais trabalhem em conjunto. Para tal, é necessário garantir uma resistência suficiente aos esforços de corte longitudinal existentes na interface dos dois materiais (Calado e Santos, 2010).

A conexão de corte pode ser efetuada através de conectores que têm como função impedir o escorregamento entre o perfil de aço e a laje de betão. Os conectores normalmente usados dão-se pelo nome de pernos de cabeça e têm de respeitar as dimensões geométricas e regras de espaçamento entre si, apresentadas pelo Eurocódigo 4 (pontos 6.6.5.5 e 6.6.5.7). De acordo com o ponto 6.6.3 do Eurocódigo 4, o esforço resistente ao corte longitudinal dos conectores aplicados numa laje maciça é dado como o menor valor de:

$$P_{Rd} = \frac{0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_V} \quad (3)$$

e

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (4)$$

com os seguintes valores de α :

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (5)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc} / d > 4 \quad (6)$$

em que:

| | |
|------------|---|
| d | diâmetro da espiga do perno, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$; |
| E_{cm} | valor do módulo de elasticidade do betão; |
| f_{ck} | valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias com uma densidade nunca inferior a 1750 kg/m^3 ; |
| f_u | valor da tensão última do aço do perno inferior a 500 N/mm^2 ; |
| h_{sc} | altura nominal do perno; |
| γ_v | coeficiente parcial de segurança correspondente à conexão com um valor recomendado de 1.25. |

3.4.2. Laje mista com chapa perfilada

O uso de lajes mistas com chapa perfilada obriga a uma redução da resistência dos conectores de corte. Esta redução depende da geometria e orientação das nervuras existentes na chapa perfilada, assim como, do número de conectores aplicados por nervura (Lawson e Hicks, 2011). Na presente dissertação, é apresentado o modelo de dimensionamento para vigas mistas alveoladas com chapa perfilada em que as nervuras são transversais ao vão da viga. No entanto, pode ser consultado no ponto 1.6.2 de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) e no Eurocódigo 4 (ponto 6.6.4.1), o fator de redução para nervuras paralelas ao eixo da viga.

A resistência dos conectores depende da área de betão em que estes estão inseridos e, através do uso de uma fórmula empírica, de acordo com o ponto 6.6.4.2 do Eurocódigo 4, é possível calcular o fator de redução k_t para nervuras transversais ao vão da viga como:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_o}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (7)$$

em que:

| | |
|-------|---|
| b_o | valor médio da largura de uma nervura trapezoidal ou valor da largura mínima de uma nervura reentrante; |
| h_p | altura da chapa perfilada; |
| n_r | número de conectores por nervura entre $1 \leq n_r \leq 2$. |

Desta forma, o valor do esforço resistente ao corte longitudinal dos conectores inseridos numa chapa perfilada com nervuras transversais é igual a:

$$P_{Rd,t} = P_{Rd} k_t \quad (8)$$

Algumas considerações geométricas adicionais dos pernos de cabeça devem ser verificadas de acordo com o Eurocódigo 4 (ponto 6.6.5.8), quando estes são aplicados em lajes mistas com chapas perfiladas.

A fórmula empírica dada em (7) quando aplicada a um só conector por nervura pode-se tornar conservadora. Contudo, para o uso de dois conectores por nervura é necessário limitar o seu valor, ou seja, o fator de redução tem de ser igual ou inferior aos valores de $k_{t,max}$ (Lawson e Hicks, 2011). Os valores de $k_{t,max}$ são definidos na Tabela 5 de acordo com a secção 6.6.4.2 do Eurocódigo 4 e variam consoante a espessura da chapa perfilada.

Tabela 5. Valores de $k_{t,max}$ (EN 1994-1-1).

| Número de conectores por nervura | Espessura da chapa perfilada (mm) | Pernos com diâmetro não superior a 20 mm e soldados através da chapa perfilada | Chapas perfiladas perfuradas e com pernos com diâmetro de 19 mm ou 22 mm |
|----------------------------------|-----------------------------------|--|--|
| $n_r = 1$ | ≤ 1.0 | 0.85 | 0.75 |
| | > 1.0 | 1.00 | 0.75 |
| $n_r = 2$ | ≤ 1.0 | 0.70 | 0.60 |
| | > 1.0 | 0.80 | 0.60 |

3.4.3. Largura efetiva da laje de betão

O cálculo da largura efetiva da laje de betão acontece por causa do efeito “*shear-lag*” (Figura 14), ou seja, é necessário projetar uma medida efetiva da largura do banzo de betão porque as deformações provocadas pelas forças concentradas longitudinais atuantes ao longo da viga, juntamente com as deformações devido à flexão, originam uma distribuição de tensões não uniforme (Calado e Santos, 2010).

A largura efetiva da laje de betão de uma viga mista de secção cheia é definida de acordo com o Eurocódigo 4 (ponto 5.4.1.2) e pode ser também aplicada às vigas mistas

alveoladas. Porém, na zona da abertura, o ponto 3.2.3 da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) estabelece, de forma simplificada, a largura efetiva do banzo de betão, desprezando a distância transversal entre eixos dos conectores agrupados. Para as aberturas colocadas próximas aos apoios, a largura efetiva nessa secção será inferior ao seu valor correspondente para a secção a meio vão.

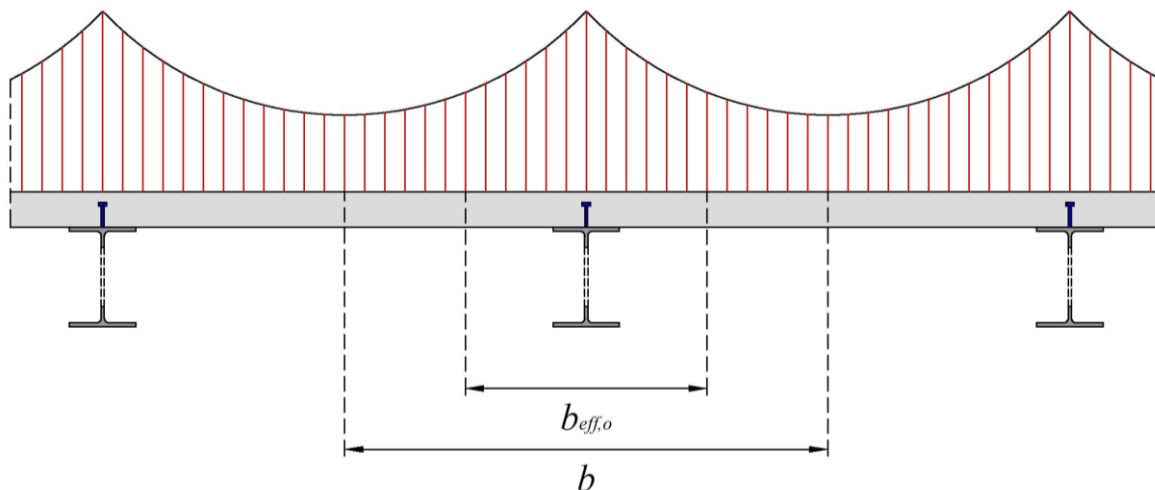


Figura 14. Distribuição de tensões devido ao efeito *shear lag*. Adaptado de (Calado e Santos, 2010).

A largura efetiva da laje de betão na região da abertura é dada conforme a expressão (11) da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$b_{eff,o} = \frac{3L_e}{16} + \frac{x}{4} \quad \text{para } x \leq L_e / 4 \quad (9)$$

e

$$b_{eff,o} = \frac{L_e}{4} \quad \text{para } x > L_e / 4 \quad (10)$$

em que:

- x distância entre o apoio e o centro da abertura;
- L comprimento do vão;
- L_e comprimento equivalente do vão (para vigas simplesmente apoiadas acontece $L_e = L$).

3.4.4. Conexão de corte parcial

A conexão de corte parcial surge quando o número de conectores aplicados na viga mista não é suficiente para garantir a sua conexão total. Deste modo, a resistência à compressão do betão é afetada e sofre uma ligeira redução que, consequentemente, provoca também uma diminuição do momento fletor resistente (Calado e Santos, 2010).

Conforme estipulado no Eurocódigo 4 (ponto 6.6.1.1), só é possível admitir conexão parcial para um comportamento plástico da viga mista, ou seja, quando todas as secções transversais da viga forem de Classe 1 ou 2. Também se deve salientar que no ponto 6.2.1.3 é referido que a conexão de corte parcial só seja permitida nas regiões de momento fletor positivo, onde acontece uma redução da resistência à compressão do betão, como é o caso das vigas simplesmente apoiadas. Apesar de existir conexão parcial em todas as secções da viga, o grau de conexão de corte de uma viga mista alveolada simplesmente apoiada é determinado na região onde o momento fletor atinge o seu valor máximo: meio vão. Este valor é definido de acordo com o ponto 6.6.1.2 do Eurocódigo 4 como:

$$\eta = \frac{n_{sc}}{n_f} \quad (11)$$

em que:

- n_{sc} número máximo de conectores aplicados entre o apoio e o ponto de momento fletor máximo;
- n_f número de conectores necessários para garantir a conexão total.

Quando a capacidade resistente do perfil de aço à tração for superior ao esforço resistente de compressão da laje de betão para conexão total ($N_{a,Rd} > N_{c,s,Rd}$), pode-se calcular o grau de conexão parcial da seguinte forma:

$$\eta = \frac{n_{sc} P_{Rd}}{N_{c,s,Rd}} \quad (12)$$

No caso do esforço resistente de compressão da laje de betão para conexão total ser superior ($N_{c,s,Rd} > N_{a,Rd}$), o valor máximo admitido de esforço axial na laje de betão é igual à capacidade resistente do perfil de aço, e o grau de conexão parcial pode ser calculado como:

$$\eta = \frac{n_{sc} P_{Rd}}{N_{a,Rd}} \quad (13)$$

Posteriormente, um grau mínimo de conexão de corte tem de ser estabelecido para assegurar um comportamento dúctil da secção mista, onde é calculado a meio vão de acordo com o ponto 6.6.1.2 do Eurocódigo 4 para um perfil de aço simétrico como:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0.75 - 0.03L_e) \quad \eta \geq 0.4 \quad (14)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1.0 \quad (15)$$

Relativamente às aberturas próximas dos apoios é necessário garantir um bom funcionamento da secção mista. Desta forma, deve-se garantir na secção transversal da abertura que o esforço resistente da laje de betão à compressão seja igual ou superior a 40% do esforço de tração desenvolvido no T inferior (Lawson e Hicks, 2011), ou seja:

$$N_{c,Rd} \geq 0.4N_{a,b,Ed} \quad (16)$$

em que:

$N_{a,b,Ed}$ valor do esforço de tração atuante no T inferior definido em (38) ou (40);

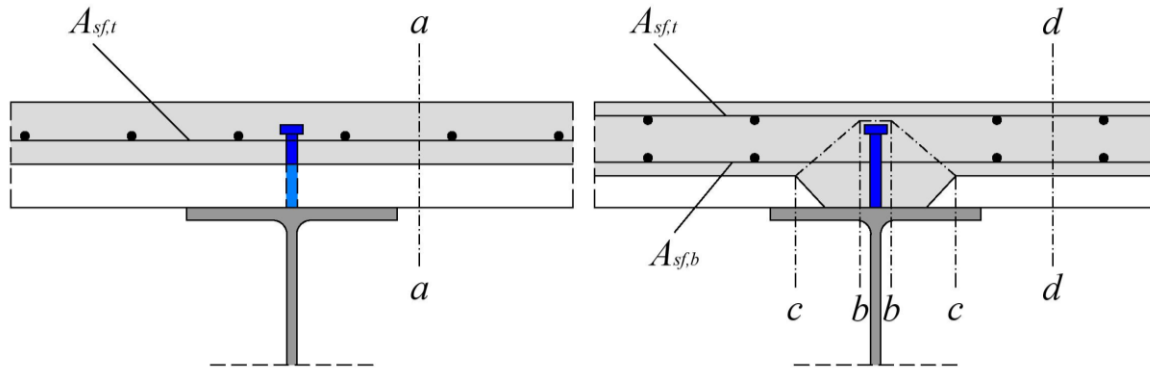
$N_{c,Rd}$ valor do esforço resistente da laje de betão à compressão definido em (34).

No caso de não ser verificada a expressão (16), é fundamental adicionar conectores de corte nas zonas críticas do vão ou, por outro lado, proceder-se a uma análise do momento fletor resistente da secção sem a contribuição da laje de betão. Também convém referir que quando não for conhecida a posição correta dos conectores é comum adotar-se que estes não estejam colocados nos últimos 300mm do vão (Lawson e Hicks, 2011).

3.4.5. Armadura transversal

A armadura transversal é aplicada na laje de betão com a finalidade de transferir os esforços de corte longitudinal dos conectores para a laje evitando a rotura do betão (Lawson e Hicks, 2011).

O Eurocódigo 4 (ponto 6.6.6.1) estipula possíveis superfícies de rotura do betão devido aos esforços de corte longitudinal na zona de aplicação dos conectores, onde a resistência ao corte longitudinal da superfície em causa não deve ser excedida. Relativamente às vigas mistas com chapa perfilada em que as nervuras são transversais e a resistência dos conectores é reduzida pelo fator k_t , o ponto 6.6.6.4 estabelece que só é necessário considerar uma superfície de rotura que interseste a laje mista (Figura 15).



| Tipo | A_{sf}/s_f |
|---------|-----------------------|
| $a - a$ | $A_{sf,t}$ |
| $b - b$ | $2A_{sf,b}$ |
| $c - c$ | $2A_{sf,b}$ |
| $d - d$ | $A_{sf,t} + A_{sf,b}$ |

Figura 15. Superfícies de rotura: chapa perfilada com nervuras transversais. Adaptado de (EN 1994-1-1).

No ponto 6.6.6.2 é designado que a verificação da resistência ao corte longitudinal deve ser feita de acordo com o Eurocódigo 2 (ponto 6.2.4), na qual o método utilizado para a verificação da segurança da armadura transversal consiste num modelo de escoras e tirantes. Para a situação em que a chapa perfilada com nervuras transversais seja contínua ao longo do banzo superior da secção metálica, a sua prestação em relação ao aumento da resistência ao corte longitudinal é bastante significativa. Tendo em conta a sua contribuição, a verificação da resistência ao corte longitudinal deve ser feita relativa ao ponto 6.6.6.4 (Eurocódigo 4):

$$\frac{A_{sf} f_{sd}}{s_f} + A_p f_{yp,d} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta} \quad (17)$$

em que:

| | |
|------------|---|
| A_p | área da secção transversal da chapa perfilada por unidade de comprimento da viga; |
| A_{sf} | área da armadura transversal; |
| f_{sd} | valor de cálculo da tensão de cedência da armadura; |
| $f_{yp,d}$ | valor de cálculo da tensão de cedência da chapa perfilada; |
| h_f | altura da superfície de rotura; |
| s_f | espaçamento da armadura transversal; |
| s_p | espaçamento entre eixos dos conectores; |
| θ | ângulo que a escora de compressão faz com o eixo da viga (para vigas simplesmente apoiadas: $45^\circ \geq \theta \geq 26.5^\circ$); |
| v_{Ed} | tensão de corte longitudinal na superfície de rotura considerada (pode ser igual a: $(P_{Rd}/s_p)/h_c$); |

Com o objetivo de evitar o esmagamento das escoras comprimidas na laje de betão, o Eurocódigo 2 (ponto 6.2.4) estabelece uma condição para o valor da tensão de corte longitudinal, ou seja:

$$v_{Ed} \leq v 0.85 f_{cd} \sin \theta \cos \theta \quad (18)$$

em que:

| | |
|------------|--|
| f_{cd} | valor de cálculo do betão ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$); |
| γ_c | coeficiente parcial de segurança correspondente ao betão (valor recomendado: $\gamma_c = 1.5$). |

e o valor recomendado de v é estipulado de acordo com (6.6N) do Eurocódigo 2:

$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (19)$$

O Eurocódigo 4 (ponto 6.6.6.3) também designa que a verificação da percentagem de armadura mínima transversal a ser usada deve ser feita de acordo com o ponto 9.2.2 do Eurocódigo 2, usando as definições adequadas em relação ao corte longitudinal.

3.5. Classificação da secção transversal

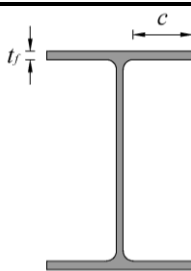
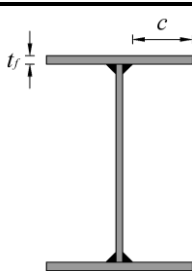
A possibilidade de ocorrer encurvadura local nos elementos de aço sujeitos à compressão deve estar presente na análise de vigas mistas. Este facto está relacionado com a capacidade da secção transversal em alcançar a sua plastificação ou cedência antes de acontecer a encurvadura local e com as suas dimensões geométricas (Calado e Santos, 2010).

Conforme o ponto 5.5.2 do Eurocódigo 3 e o ponto 5.5.1 do Eurocódigo 4, a classificação da secção transversal tem como finalidade limitar a sua capacidade resistente e a sua rotação na presença de encurvadura local. Deste modo, para secções transversais de Classes 1 e 2 é possível efetuar-se um estudo com as suas propriedades plásticas, enquanto para Classes 3 e 4 procede-se a uma análise elástica da secção. Este tipo de classificação na zona da abertura de uma viga mista alveolada simplesmente apoiada abrange os banzos do perfil de aço e a alma dos T's superior e inferior (Lawson e Hicks, 2011).

3.5.1. Banzos

Os valores limites para a classificação dos banzos de perfis laminados e soldados solicitados à compressão são expressos na Tabela 6 para as Classes 1, 2 ou 3. Quando não for cumprido os limites da Classe 3, esse elemento pertence à Classe 4.

Tabela 6. Limites máximos das relações largura-espessura de banzos em consola comprimidos (NP EN 1993-1-1).

|  | |  | | | | |
|---|------|--|------|------|------|--|
| Classe | | Componente solicitado à compressão | | | | |
| 1 | | $c/t_f \leq 9\epsilon$ | | | | |
| 2 | | $c/t_f \leq 10\epsilon$ | | | | |
| 3 | | $c/t_f \leq 14\epsilon$ | | | | |
| f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 | |
| ϵ | 1.00 | 0.92 | 0.81 | 0.75 | 0.71 | |

O método de cálculo das vigas mistas alveoladas está estabelecido para banzos de Classe 1, 2 ou 3. Contudo, só é permitido o uso de banzos de classe 3 se a conexão da laje de betão com o perfil de aço for estabelecida através de conectores conforme o ponto 6.6.5.5 do Eurocódigo 4. Neste caso, apesar de ser Classe 3, pode-se considerar o banzo superior como pertencente à Classe 1 ou 2, sendo possível proceder-se a uma análise da resistência ao momento fletor da secção transversal através da teoria dos blocos retangulares de tensão plástica (ver secção 3.7).

3.5.2. Alma

A classificação da alma de uma viga mista de secção cheia pode ser feita como apresentado no quadro 5.2 do Eurocódigo 3. Contudo, a alma da secção transversal na zona da abertura das vigas mistas alveoladas é classificada conforme o ponto 3.4.2 da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011). Esta classificação é feita em função da altura do T (d_w) e do comprimento efetivo da abertura (l_t), onde através de uma abordagem conservadora, considera-se que os elementos em consola do T estão parcialmente comprimidos. O seu valor pode ser estipulado para aberturas retangulares como:

$$l_t = l_o \quad (20)$$

e no caso de aberturas circulares:

$$l_t = 0.7d_o \quad (21)$$

em que:

- d_o altura da abertura circular;
- l_o comprimento da abertura retangular.

Na Tabela 7 pode-se observar as limitações usadas em relação à classificação da alma do T. No entanto, para almas classificadas de Classe 4, usa-se o valor limite d_w de Classe 3, no cálculo das propriedades elásticas efetivas da secção transversal.

Uma viga metálica alveolada em situação de flexão global está sujeita a esforços significativos de compressão no T superior e, para tal, a classificação referida na Tabela 7 não deve ser tida em conta. Nesta situação, a classificação da alma do T pode ser substituída pela nomenclatura referida no ponto 5.5.2 do Eurocódigo 3, correspondente aos

banzos em consola. Por sua vez, tanto nas vigas mistas como nas vigas metálicas, a presença de esforços axiais de tração no T inferior, melhora a classificação da secção transversal.

Tabela 7. Classificação da alma dos T's (Lawson e Hicks, 2011).

| Classe | $l_t \leq 32\epsilon_w$ | $32\epsilon_w < l_t \leq 36\epsilon_w$ | $l_t > 36\epsilon_w$ |
|--------|-------------------------|--|--|
| 2 | (sem limite) | $d_w \leq \frac{10\epsilon_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{32\epsilon_w}{l_t}\right)^2}}$ | |
| 3 | (sem limite) | | $d_w \leq \frac{14\epsilon_w}{\sqrt{1 - \left(\frac{36\epsilon_w}{l_t}\right)^2}}$ |
| 4 | (sem limite) | | |

Limitações para a altura da alma, d_w , de acordo com o comprimento efetivo da abertura.

Considerando a presença de esforço axial de tração no T inferior, as almas dos T's de Classe 3 podem ser estudadas como Classe 2, se os blocos retangulares de tensões plásticas não excederem os valores de $10\epsilon_w$, para a altura da alma em compressão. Isto pode ser verificado de acordo com a equação (16) da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), onde:

$$\frac{N_{a,b,Ed}}{A_b f_y / \gamma_{M0}} \geq 1 - \frac{20\epsilon_w^2}{A_b} \quad (22)$$

em que:

- A_b área da secção transversal do T inferior;
- t_w espessura da alma do T;
- γ_{M0} coeficiente parcial de segurança correspondente ao aço estrutural;
- ϵ valor da extensão do aço estrutural definido na Tabela 6.

O ponto 3.4.2 da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) também estipula que as almas dos T's de Classe 4 na presença de esforço de tração podem ser consideradas de Classe 3, conforme:

$$d_w \leq \frac{14t_w \varepsilon'}{\sqrt{1 - \left(\frac{36t_w \varepsilon'}{l_t} \right)^2}} \quad \text{se } l_t > 36t_w \varepsilon' \quad (23)$$

em que:

$$\varepsilon' = \frac{\varepsilon}{\left(1 - \frac{N_{a,b,Ed}}{A_b f_y / \gamma_{M0}} \right)^{0.5}} \quad (24)$$

Contudo, para o cálculo do momento fletor resistente de Vierendeel, pode-se admitir uma redução da altura da alma de Classe 3 para um valor apropriado correspondente ao limite de Classe 2, desde que o banzo da secção T seja de Classe 1 ou 2. Desta maneira, é possível calcular o momento fletor resistente de Vierendeel da secção transversal reduzida com base nos blocos retangulares de tensão plástica (Lawson e Hicks, 2011).

3.6. Esforço transversal na abertura

Segundo a publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), a verificação da segurança ao esforço transversal de uma viga alveolada é estabelecida de forma simplificada e conservadora para um carregamento uniformemente distribuído, considerando o esforço transversal atuante em todo o comprimento da abertura equivalente como o valor mais elevado a atuar nas suas extremidades. Relativamente a um carregamento pontual, o esforço transversal atuante mantém-se constante ao longo da abertura.

A resistência ao esforço transversal da secção transversal de uma viga mista alveolada é estipulada pelo ponto 3.3 de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), onde o esforço transversal resistente do perfil metálico, juntamente com a resistência ao esforço transversal da laje de betão, define o seu valor de cálculo.

A possibilidade de encurvadura por esforço transversal também está presente nas vigas alveoladas e, igualmente para as vigas de secção cheia, deve ser feita uma verificação da resistência da alma em relação a esta situação. O efeito de encurvadura da alma de vigas

com aberturas isoladas é discutido na secção 3.6.3, enquanto na presença de várias aberturas é efetuada a verificação à encurvadura da *web-post* na secção 3.9.3.

3.6.1. Esforço transversal resistente plástico da secção de aço na zona da abertura

Nas vigas metálicas e mistas alveoladas, devido à presença de grandes aberturas ao longo do vão, ocorre uma redução bastante significativa da sua resistência ao esforço transversal (Lawson e Hicks, 2011). No entanto, a secção transversal do perfil metálico com abertura, admite um valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico conforme o ponto 6.2.6 do Eurocódigo 3 igual a:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (25)$$

em que:

A_v área resistente ao esforço transversal do perfil metálico.

A secção transversal do perfil metálico com abertura é composta por dois elementos em T, onde a área resistente ao esforço transversal de cada T é ilustrada na Figura 16, para secções laminadas e soldadas. Excecionalmente para a determinação da resistência ao esforço transversal de aberturas circulares, a abertura retangular equivalente não é considerada, sendo adotada a sua altura real. Desta forma, pode-se afirmar que é obtido um valor conservador da sua resistência ao esforço transversal.

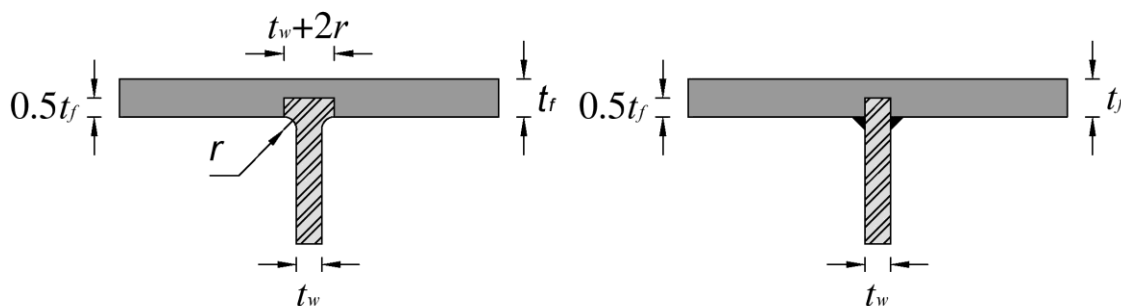


Figura 16. Área resistente ao esforço transversal dos T's: a) secção laminada; b) secção soldada. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

De acordo com o Eurocódigo 3 (ponto 6.2.6), o valor de cálculo da área resistente da secção T para secções laminadas é estabelecido como:

$$A_v = A_T - b_f t_f + (t_w + 2r) \frac{t_f}{2} \quad (26)$$

e para secções soldadas é dado como:

$$A_v = t_w \left(d_w - \frac{t_f}{2} \right) \quad (27)$$

em que:

| | |
|-------|----------------------------------|
| A_T | área da secção transversal em T; |
| b_f | largura do banzo do T; |
| r | raio de concordância; |
| t_f | espessura do banzo do T; |

Consequentemente, o esforço transversal resistente plástico da secção de aço na zona da abertura pode ser calculado como:

$$V_{pl,Rd} = \frac{(A_{v,t} + A_{v,b}) f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad (28)$$

em que:

| | |
|-----------|---|
| $A_{v,b}$ | área resistente ao esforço transversal do T inferior; |
| $A_{v,t}$ | área resistente ao esforço transversal do T superior. |

A resistência ao esforço transversal das secções T é limitada pela flexão de Vierendeel, onde a necessidade de determinar uma distribuição de esforço transversal nos T's compatível com o momento fletor de Vierendeel, pode obrigar a um processo de cálculo iterativo. Lawson *et al.* (2006) afirmam que na maioria dos casos, a parcela de esforço transversal resistida pelo T inferior varia entre 10% a 40% do esforço transversal total, dependendo da simetria da secção transversal, e pode ser considerado 20% como ponto de partida. No entanto, para vigas alveoladas com aberturas centradas na alma, a distribuição de esforço transversal pode ser de 50% em cada um dos T's, desde que o

esforço transversal no T inferior não exceda o limite máximo definido na equação (21) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), ou seja:

$$V_{a,b,Ed} \leq 2M_{b,NV,Rd} / l_e \quad (29)$$

em que:

l_e comprimento equivalente da abertura para a flexão Vierendeel (ver secção 3.8)

$M_{b,NV,Rd}$ momento fletor resistente reduzido do T inferior para a presença de esforço transversal e axial (ver secção 3.8).

3.6.2. Esforço transversal resistente da laje de betão

Após vários testes em vigas mistas alveoladas (Lawson *et al.*, 1992), foi permitido observar que a contribuição da laje de betão pode ser considerada para a resistir ao esforço transversal e, o Eurocódigo 4 (ponto 6.2.2.2) também autoriza a sua prestação desde que seja estabelecida. O ponto 3.2.2 da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) estipula, de forma conservadora, uma largura efetiva do banzo de betão com base num modelo equivalente para o efeito de punção e arrancamento dos conectores, onde depende da altura efetiva da laje ($h_{s,eff}$). O seu valor pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$b_w = b_f + 2h_{s,eff} \quad (30)$$

A altura efetiva da laje, independentemente da utilização de chapa perfilada, pode ser considerada como 75% da sua altura total ($0.75h_s$). Por outro lado, o documento European Commission (2006) em estudo para ser integrado no Eurocódigo 4 (Parte 1-1), define como altura efetiva a altura do banzo de betão (h_c), onde a capacidade resistente da laje ao esforço transversal é ligeiramente superior nas lajes maciças e mais conservadora para a utilização de chapas perfiladas.

O esforço transversal resistente da laje de betão sem armadura de esforço transversal pode ser definido conforme o Eurocódigo 2 (6.2.2), como:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w h_c \quad (31)$$

com um valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w h_c$$

em que:

$$\begin{aligned} A_{sl} & \text{ área da armadura de tração;} \\ b_{wl} & \text{ largura menor da laje na área tracionada;} \\ C_{Rd,c} & = 0.18 / \gamma_c; \\ k & = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} \text{ mas } \leq 2.0; \\ k_1 & = 0.15; \\ N_{c,Ed} & \text{ esforço de compressão atuante na laje de betão;} \\ v_{\min} & = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}; \\ \rho_l & = \frac{A_{sl}}{b_{wl} h_c} \text{ mas } \leq 0.02; \\ \sigma_{cp} & N_{c,Ed} / (b_{eff,o} h_c) < 0.2 f_{cd}. \end{aligned}$$

3.6.3. Encurvadura por esforço transversal

A resistência à encurvadura por esforço transversal de uma viga sem aberturas deve ser calculada de acordo com o ponto 5.2 da Parte 1-5 do Eurocódigo 3, sempre que a esbelteza da alma exceda o limite dado pela equação (6.22) da Parte 1-1 do Eurocódigo 3:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (32)$$

em que:

$$\begin{aligned} h_w & \text{ altura da alma do perfil metálico;} \\ \eta & = 1.0 \text{ (conservadoramente).} \end{aligned}$$

No caso de vigas com aberturas isoladas, a resistência à encurvadura por esforço transversal da alma adjacente à abertura pode ser alterada por causa da perda de material provocada pela formação da abertura (Lawson e Hicks, 2011). De forma conservadora, o

valor de cálculo pode ser determinado conforme o ponto 3.6 da publicação do SCI: P355 como:

$$V_{b,o,Rd} = 0.9V_{b,Rd} \left(1 - \frac{\sqrt{d_o l_o}}{h_w} \right) \quad (33)$$

em que:

l_o comprimento da abertura (aberturas circulares: $l_o = d_o$);
 $V_{b,Rd}$ valor do esforço transversal resistente à encurvadura dado em 5.2, EN 1993-1-5.

Lawson e Hicks (2011) defendem que se a abertura estiver colocada a uma distância de pelo menos $0.8h_w$ da extremidade da viga, o cálculo do valor de esforço transversal resistente à encurvadura da alma pode ser feito como indicado no ponto 5.2 do Eurocódigo 3 (Parte 1-5), em relação à extremidade apoiada rígida (*rigid end post*), independentemente da largura real da extremidade apoiada.

A expressão (33) acima mencionada é usada pela publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) exclusivamente na situação de aberturas isoladas, onde a avaliação relativamente à encurvadura da alma entre aberturas é feita na secção 3.9.3 com base num modelo de escoras e tirantes. Apesar de ser explícito que a utilização desta metodologia na avaliação da encurvadura da alma seja só adequada para aberturas isoladas, o documento European Commission (2006) estipula que a verificação à encurvadura da alma entre aberturas, onde o espaçamento entre as extremidades mais próximas seja superior ao comprimento da abertura, é efetuada através da mesma equação. Já quando o espaçamento entre as aberturas for inferior ao seu comprimento, a mesma metodologia usada pela publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), em relação a aberturas adjacentes deve ser aplicada.

3.7. Momento fletor na abertura

O ponto 3.2 da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) estipula que a presença de aberturas na viga obriga a verificação da resistência da secção transversal ao momento fletor no centro da abertura, onde algumas simplificações são adotadas com o

objetivo de clarificar o processo de cálculo pelos métodos analíticos. A Figura 17 ilustra o esquema de esforços e momentos fletores atuantes considerado em redor de uma abertura.

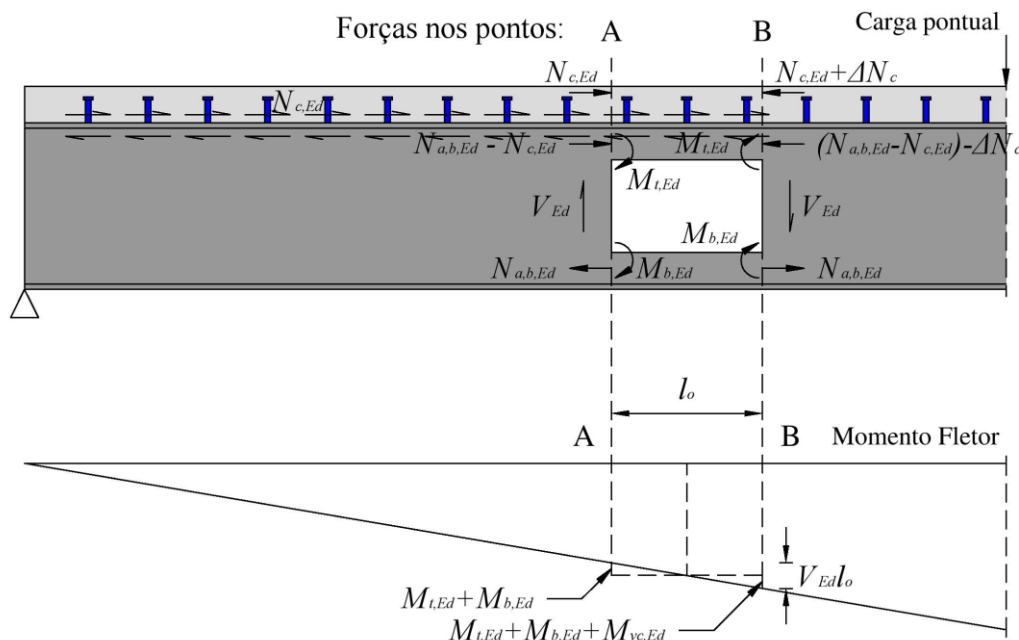


Figura 17. Esquema de esforços em redor de uma abertura retangular isolada. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

O equilíbrio de esforços permanece numa viga alveolada simplesmente apoiada através da formação de um esforço de tração no T inferior, compensado com esforços de compressão na laje de betão e no T superior. No entanto, dependendo das proporções da laje e dos T's, o esforço de compressão no T superior pode ser ignorado. O esforço de compressão formado na laje de betão provém do número de conectores soldados no perfil metálico, onde normalmente são distribuídos uniformemente ao longo da viga, enquanto o esforço de tração no T inferior é mantido constante ao longo do comprimento da abertura (Lawson e Hicks, 2011; Lawson *et al.*, 2006).

A verificação da resistência à flexão no centro da abertura, sendo a flexão de Vierendeel igual a zero, origina o valor de cálculo do esforço de tração no T inferior, derivado puramente da ação do momento fletor global. Todavia, a posição em que a flexão de Vierendeel adquire valores nulos não corresponde constantemente ao centro da abertura, deslocando-se no sentido da extremidade da abertura com o valor de momento fletor menor. Tal pode acontecer, quando a componente resistente local de Vierendeel relativa à ação mista entre a laje e o T superior tomar valores relativamente elevados, originando

uma redistribuição plástica. Esta simplificação além de ser conservativa na análise do momento fletor resistente, também facilita o seu processo de cálculo manual (Lawson e Hicks, 2011).

O momento fletor resistente na abertura depende da conexão de corte e da classificação do T superior, mas devido à ligação entre a laje de betão com o perfil metálico, normalmente é determinado com base na teoria dos blocos retangulares de tensão plástica. A publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) define, através do equilíbrio de esforços no centro da abertura, duas situações diferentes para o cálculo do momento fletor resistente plástico. No primeiro caso é considerado que o eixo neutro plástico encontra-se situado na laje de betão, enquanto no segundo admite-se a sua localização no T superior do perfil metálico. Na Figura 18 é possível observar os dois diferentes casos.

A proposta European Commission (2006) não estipula um método específico para o cálculo do momento fletor resistente na zona da abertura, mas a determinação dos esforços axiais resistentes e atuantes são análogos ao modelo do SCI: P355. No entanto, o equilíbrio de esforços é efetuado na extremidade da abertura em que o momento fletor é menor.

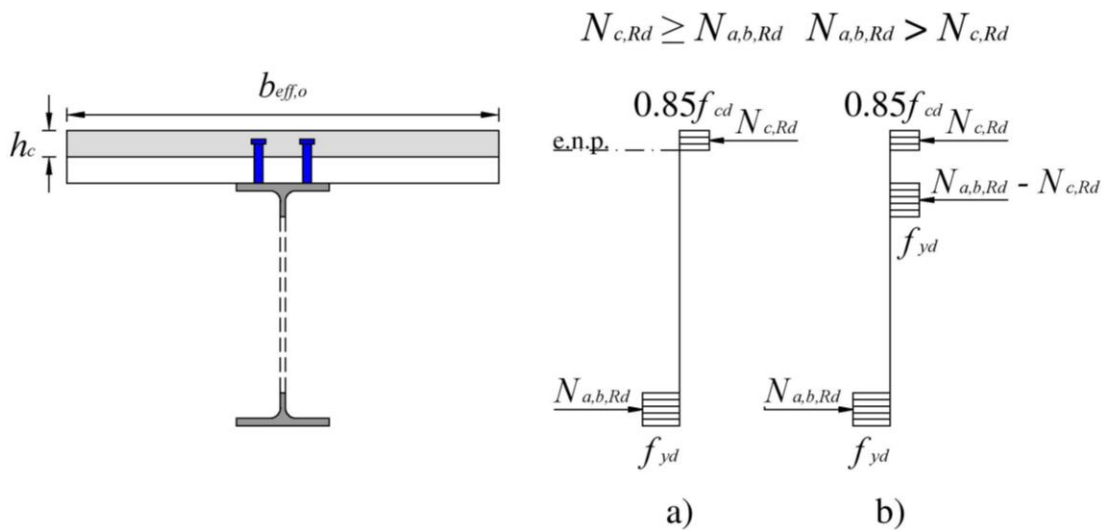


Figura 18. Distribuição de tensões plásticas na secção transversal da zona da abertura: a) eixo neutro plástico na laje mista; b) eixo neutro plástico no T superior. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

3.7.1. Eixo neutro plástico na laje de betão: $N_{c,Rd} > N_{a,b,Rd}$

Considera-se que o eixo neutro plástico encontra-se na laje de betão, para uma determinada altura a que todo o betão acima desenvolva uma tensão de $0.85f_{cd}$, quando o

esforço de compressão resistente da laje de betão ($N_{c,Rd}$) é superior ao esforço de tração resistente do T inferior ($N_{a,b,Rd}$). Nesta situação, é adotado que o esforço axial de tração atuante no T superior é ignorado porque seria necessário que fossem formadas tensões plásticas demasiadamente grandes para este ser criado.

O esforço axial de compressão resistente da laje na abertura, depende da conexão de corte e pode ser calculado através do número de conectores existentes, desde o apoio mais próximo até ao centro da abertura. No entanto, se o valor resistente dos conectores for superior ao valor resistente do betão para conexão total, este último deve ser considerado nos cálculos. A expressão (6) da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) define o seu valor de cálculo como:

$$N_{c,Rd} = \min \{ 0.85 f_{cd} b_{eff,o} h_c ; n_{sc} P_{Rd} \} \quad (34)$$

Por sua vez, o valor do esforço axial de tração resistente do T inferior é definido conforme o ponto 6.2.3 do Eurocódigo 3 como:

$$N_{a,b,Rd} = \frac{A_b f_y}{\gamma_{M0}} \quad (35)$$

Através do equilíbrio de forças, é possível determinar o valor do momento fletor resistente plástico na zona da abertura de acordo com a expressão (7) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

$$M_{o,Rd} = N_{a,b,Rd} \left(h_{eff} + z_t + h_s - \frac{1}{2} z_c \right) \quad (36)$$

em que:

h_{eff} altura efetiva da viga entre os centros de gravidade dos T's;
 z_t distância entre a extremidade do banzo e o centro de gravidade do T superior (conservadoramente: $z_t = z_{el}$, ver secção 3.8.2);

e a altura de betão em compressão, z_c , é dada como:

$$z_c = \frac{N_{c,Rd}}{0.85 f_{cd} b_{eff,o}} \leq h_c \quad (37)$$

Consequentemente, o esforço axial de tração atuante no T inferior pode ser calculado conforme a equação (8) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$N_{a,b,Ed} = \frac{M_{Ed}}{\left(h_{eff} + z_t + h_s - \frac{1}{2} z_c \right)} \quad (38)$$

em que:

M_{Ed} momento fletor atuante.

Como simplificação do processo de cálculo manual, o parâmetro z_c pode ser substituído pelo valor de cálculo de h_c na expressão (38).

3.7.2. Eixo neutro plástico no T superior: $N_{c,Rd} < N_{a,b,Rd}$

Quando o esforço de compressão resistente da laje é inferior ao esforço de tração resistente do T inferior, é possível considerar que a posição do eixo neutro plástico encontra-se no T superior. Neste caso, se o esforço de tração atuante é superior à capacidade resistente do betão, o equilíbrio entre as forças axiais em redor da abertura tem de ser mantido através da formação de um esforço de compressão no T superior. Conservadoramente, adota-se que o T superior é sujeito a um carregamento uniforme e que a sua capacidade resistente seja: $N_{a,t,Rd} = N_{a,b,Rd} - N_{c,Rd}$ (Lawson e Hicks, 2011).

Consumando o equilíbrio de esforços no centro de gravidade do T superior, o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico pode ser estipulado de acordo com (9) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$M_{o,Rd} = N_{a,b,Rd} h_{eff} + N_{c,Rd} \left(z_t + h_s - \frac{1}{2} h_c \right) \quad (39)$$

O esforço de tração atuante no T inferior pode ser determinado em primeiro lugar através da equação (38), onde a compressão no T superior é ignorada. No entanto, se o valor proveniente dessa equação for superior ao esforço resistente de compressão na laje de betão ($N_{a,b,Ed} > N_{c,Rd}$), o esforço de tração no T inferior deve ser então calculado conforme a equação (10) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$N_{a,b,Ed} = \frac{M_{Ed} - N_{c,Rd} (z_t + h_s - 0.5h_c)}{h_{eff}} \quad (40)$$

Consequentemente, o esforço atuante de compressão gerado no T superior é estabelecido por um valor de cálculo igual a:

$$N_{a,t,Ed} = N_{a,b,Ed} - N_{c,Rd} \quad (41)$$

3.8. Momento fletor de Vierendeel

Após estabelecido o momento fletor resistente na abertura, o aumento da resistência da secção transversal é estipulado pelo cálculo do momento fletor resistente de Vierendeel. Nas vigas mistas alveoladas, devido à ação mista local desenvolvida entre a laje e o perfil metálico, o valor resistente de Vierendeel é superior ao das vigas metálicas equivalentes, originando a possibilidade da criação de aberturas com diâmetros maiores. Desta forma, a resistência à flexão de Vierendeel consiste na soma dos momentos fletores locais resistentes dos quatro cantos da abertura, com o momento fletor resistente local devido à interação do T superior com a laje de betão (Lawson e Hicks, 2011).

Contudo, o momento fletor resistente de Vierendeel não deve ser inferior à diferença dos valores dos momentos fletores atuantes, provocados pelo esforço transversal, à esquerda e à direita da abertura equivalente, assim como estipulado pela expressão (14) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

$$2M_{b,NV,Rd} + 2M_{t,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Ed} l_e \quad (42)$$

em que:

- $M_{t,NV,Rd}$ momento fletor resistente reduzido do T superior para a presença de esforço transversal e axial (ver secção 3.8.1);
- $M_{vc,Rd}$ momento fletor resistente local devido à interação do T superior com a laje de betão;

O valor de V_{Ed} é estipulado, conservadoramente, como o valor de esforço transversal a atuar na extremidade da abertura em que o momento fletor atuante é menor. Relativamente ao comprimento equivalente para aberturas retangulares, pode ser definido como o seu comprimento real (l_o). Nas aberturas circulares, o método de cálculo estipula

uma abertura retangular equivalente, onde a sua altura é designada como $h_{e,o} = 0.9d_o$ e o seu comprimento equivalente é determinado de acordo com a equação (4) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$l_e = 0.45d_o \quad (43)$$

Na verificação do momento fletor resistente de Vierendeel pela equação (42), a tensão de endurecimento do aço deformado nos cantos da abertura não é tida em conta, incitando a uma abordagem conservadora da resistência à flexão de Vierendeel.

A resistência à flexão de Vierendeel depende do momento fletor resistente dos T's superior e inferior que, por sua vez, dependem da sua classificação discutida na secção 3.5. Desta forma, é permitido uma análise dos T's com base no seu comportamento plástico ou elástico. No entanto, os esforços axiais atuantes nos T's são geralmente determinados com base nos blocos retangulares de tensões plásticas, provocando uma redução dos seus momentos flectores resistentes. É conservador encarar este modelo de cálculo mesmo para a avaliação do momento fletor resistente elástico de Vierendeel (Lawson e Hicks, 2011).

3.8.1. Momento fletor resistente plástico dos T's

Quando os T's são de classes 1 ou 2, o cálculo do momento fletor resistente plástico pode ser efetuado a partir do uso dos blocos de tensões plásticas, como mostra a Figura 19.

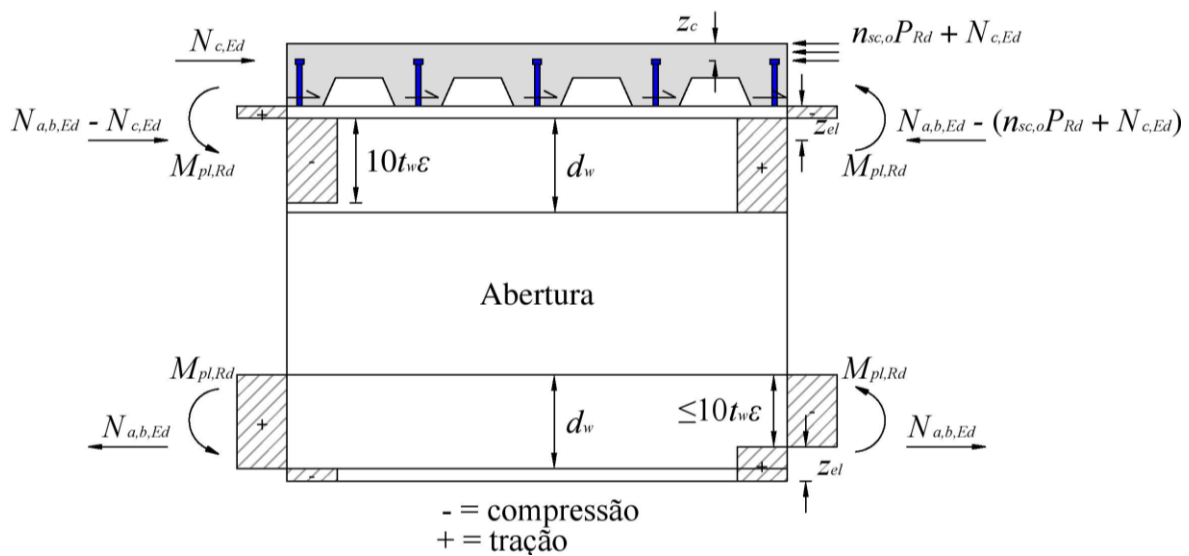


Figura 19. Blocos de tensões plásticas à volta da abertura devido ao momento fletor de Vierendeel. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

Considerando o eixo neutro plástico da secção T no seu banzo superior, o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico do T pode ser estipulado, na ausência de esforços axiais, conforme a expressão (19) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} \left(\frac{1}{2} d_w + t_f - z_{pl} \right) + \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \left(\frac{1}{2} t_f - z_{pl} + \frac{z_{pl}^2}{t_f} \right) \quad (44)$$

em que:

A_f área do banzo da secção T;

A_w área da alma do T;

e a distância entre o eixo neutro plástico e a extremidade do banzo de aço, z_{pl} , é dada como:

$$z_{pl} = \frac{A_f A_w}{2b_f} \quad (45)$$

3.8.1.1. Redução do momento fletor resistente na presença de esforço axial:

A presença de esforços axiais de compressão ou tração provoca uma redução da resistência plástica à flexão da secção T, onde para classes 1 e 2 o seu valor de cálculo reduzido pode ser obtido através da equação aproximada (20) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), ou seja:

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right) \quad (46)$$

em que:

N_{Ed} esforço axial atuante no T determinado na secção 3.7;

$N_{pl,Rd}$ esforço axial resistente plástico da secção T.

3.8.1.2. Redução do momento fletor resistente na presença de esforço transversal:

Na presença de esforço transversal pode-se dar o caso em que é necessário fazer uma redução da espessura da alma, afetando a resistência à flexão de Vierendeel e a distribuição de esforço transversal na secção transversal.

O ponto 6.2.2.4 do Eurocódigo 4 estabelece que é necessário consumir a redução da espessura alma quando o valor de esforço transverso atuante é superior a metade do valor de esforço transverso resistente, ou seja, $\rho = V_{Ed}/V_{Rd} > 0.5$. A publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) define através da expressão (18) que o valor da espessura reduzida da alma pode ser calculado como:

$$t_{w,eff} = t_w (1 - (2\rho - 1)^2) \quad (47)$$

Consequentemente, o valor de cálculo obtido da espessura reduzida da alma deve ser substituído na expressão (44) em detrimento da componente t_w , onde posteriormente a expressão (46) deve ser usada para determinar o momento fletor resistente plástico reduzido da secção T na presença de esforços transversos e axial, $M_{pl,NV,Rd}$.

3.8.2. Momento fletor resistente elástico dos T's

O cálculo do momento fletor resistente no regime elástico (Figura 20) deve ser efetuado essencialmente nas secções em T de Classe 3, mas para secções de Classe 4, onde seja cumprido os limites de uma secção efetiva de Classe 3, também pode ser considerado. A ação mista local desenvolvida pelos conectores aplicados diretamente acima da abertura é adicionada à resistência elástica dos T's à flexão, fazendo com que o ponto de flexão nula não seja no centro da abertura, como visto anteriormente (Lawson e Hicks, 2011).

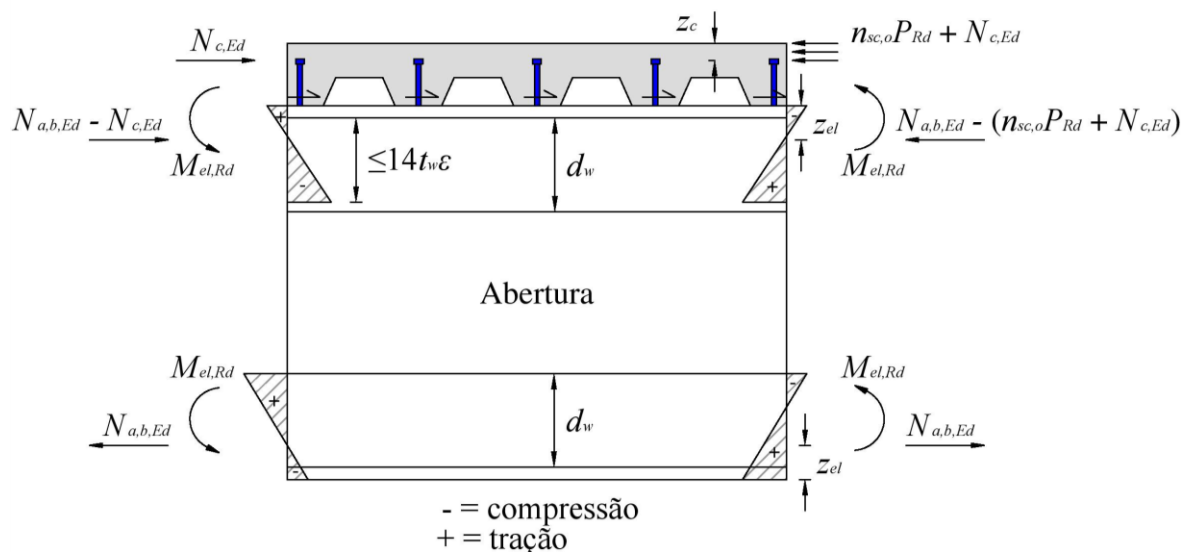


Figura 20. Comportamento elástico das secções em T devido ao momento fletor de Vierendeel em torno da abertura. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

A expressão (22) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) estipula que o valor do momento fletor resistente elástico da secção T na ausência de esforço axial pode ser determinado como:

$$M_{el,Rd} = \frac{A_w f_{yd} \left(\frac{1}{2} d_w + t_f - z_{el} \right)^2 + A_f f_{yd} \left(z_{el} - \frac{1}{2} t_f \right)^2}{d_w + t_f - z_{el}} \quad (48)$$

onde o valor da distância entre o centro de gravidade do T e a extremidade do banzo de aço é estabelecido como:

$$z_{el} = \frac{A_w \left(\frac{1}{2} d_w + t_f \right) + \frac{1}{2} t_f A_f}{A_f + A_w} \quad (49)$$

3.8.2.1. Redução do momento fletor resistente na presença de esforço axial:

Na presença de esforço axial, o momento fletor resistente elástico reduzido das secções em T de Classes 3 e 4 pode ser estipulado conforme a expressão (23) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), ou seja:

$$M_{el,N,Rd} = M_{el,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right) \quad (50)$$

Como dito anteriormente, os esforços axiais nos T's podem ser calculados conservadoramente com base nos blocos retangulares de tensões plásticas.

3.8.2.2. Redução do momento fletor resistente na presença de esforço transversal:

Para o cálculo elástico do momento fletor resistente das secções em T, os efeitos do esforço transversal podem ser ignorados desde que seja verificada a segurança para o esforço transversal global (Lawson e Hicks, 2011).

3.8.3. Momento fletor resistente local devido à interação do T superior com a laje de betão

Um dos elementos que contribui para o momento fletor resistente de Vierendeel surge devido à interação do T superior com a laje de betão através de conectores. Este

elemento depende não só da força de compressão desenvolvida pelo número de conectores aplicados diretamente acima de cada abertura (ΔN_c), assim como de um fator de redução que permita a flexibilidade da viga na zona da abertura de forma controlada, k_o .

O efeito de flexibilidade nas grandes aberturas ocorre devido aos esforços de tração desenvolvidos nos conectores e à necessidade de controlar a flecha ao longo da abertura (Figura 21), de forma evitar a fissuração do betão e a possível rotura por esforço transversal (Lawson e Hicks, 2011; Lawson *et al.*, 2006).

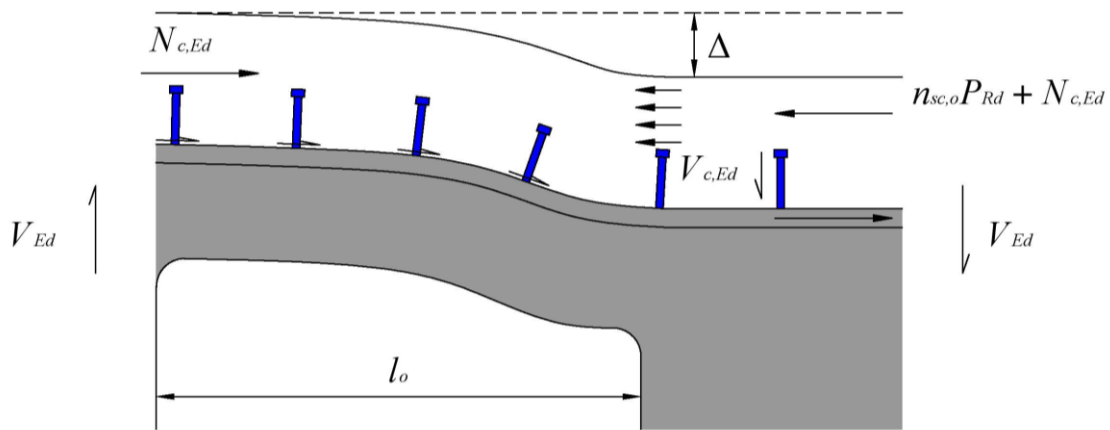


Figura 21. Efeitos da flexibilidade ao longo da abertura. Adaptado de (Lawson *et al.*, 2006).

O valor do fator de redução k_o , é definido pela equação (25) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$k_o = \left(1 - \frac{l_o}{25h_t} \right) \quad (51)$$

No entanto, se $l_o \leq 5h_t$ pode-se considerar $k_o = 1.0$.

A expressão (51) permite-nos obter um valor conservador do fator de redução k_o , mas o ponto 3.4.6 da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) também descreve um outro método alternativo para o cálculo de k_o , mais complexo e menos conservador, onde consiste na determinação dos esforços de tração desenvolvidos nos conectores de corte.

O momento fletor resistente local devido à interação do T superior com a laje de betão pode ser estipulado conforme a expressão (24) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

$$M_{vc,Rd} = \Delta N_c \left(h_s + z_t - \frac{1}{2} h_c \right) k_o \quad (52)$$

onde:

$$\Delta N_c = n_{sc,o} P_{Rd} \quad (53)$$

em que:

$n_{sc,o}$ número de conectores aplicados diretamente acima da abertura.

No cálculo da força de compressão desenvolvida pelos conectores acima das aberturas circulares, deve-se ter em conta o comprimento da abertura retangular equivalente dado pela expressão (43).

Muitas vezes é difícil determinar a posição exata dos conectores de corte sobre a abertura e, por isso, recomenda-se que seja utilizado o valor exato de l_e dividido pelo espaçamento dos conectores em alternativa ao valor inteiro aproximado no cálculo de $n_{sc,o}$. Contudo, uma vez verificada a resistência à flexão de Vierendeel simplesmente para as secções em T, conservadoramente, a componente resistente local devido à interação da laje com o T superior pode ser ignorada (Lawson e Hicks, 2011).

O documento European Commission (2006) em estudo a integrar o Eurocódigo 4 (Parte 1-1), define do mesmo modo o cálculo do momento fletor local resistente, mas limita o seu valor com base no arrancamento dos conectores nas extremidades de aberturas com um comprimento superior a $5h_t$. O limite é estipulado conforme a sua alínea 3.1.7(3) como:

$$M_{vc,Rd} \leq P_{ten,Rd} l_o \quad \text{para conectores isolados por nervura;} \quad (54)$$

$$M_{vc,Rd} \leq 1.5 P_{ten,Rd} l_o \quad \text{para pares de conectores por nervura;} \quad (55)$$

em que:

$P_{ten,Rd}$ valor de cálculo resistente do conector ao arrancamento.

3.9. Secção da viga entre as aberturas: *web-post*

A verificação da segurança da *web-post* torna-se complexa pela possibilidade de ocorrer encurvadura devido à interação entre todos os efeitos a que está sujeita (Figura 22),

tais como: o esforço de corte longitudinal, compressão derivada do esforço transverso e flexão de Vierendeel (Lawson e Hicks, 2011). Nas secções seguintes são estudados e analisados todos estes efeitos.

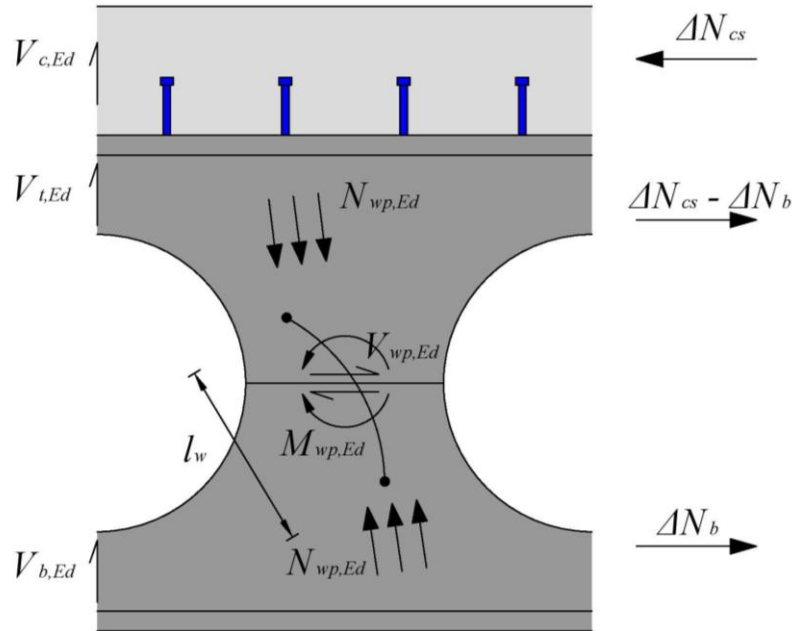


Figura 22. Equilíbrio de esforços na *web-post* entre duas aberturas circulares. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

3.9.1. Esforço transverso longitudinal

O ponto 3.5.1 de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) estipula que a formação de um esforço de tração no T inferior permite determinar o valor do esforço de corte longitudinal atuante na *web-post* ($V_{wp,Ed}$), onde duas situações são consideradas. No primeiro caso, e como primeira aproximação, é estipulado que a conexão de corte seja total, de modo a que seja formado um esforço axial na laje análogo ao esforço incremental desenvolvido no T inferior entre os eixos das aberturas adjacentes ($V_{wp,Ed} = \Delta N_b = \Delta N_{cs}$). Realizando o equilíbrio de forças na laje de betão, o esforço de corte longitudinal atuante na *web-post* é determinado conforme a expressão (29) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), ou seja:

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{Ed} s}{h_{eff} + z_t + h_s - \frac{1}{2} h_c} \quad (56)$$

em que:

- s espaçamento entre eixos das aberturas;
- V_{Ed} esforço transversal atuante no centro da *web-post*.

A segunda situação remete para a conexão parcial, onde o valor de cálculo obtido na equação (56) é superior ao esforço incremental desenvolvido pelos conectores aplicados entre eixos das aberturas ($V_{wp,Ed} > \Delta N_{cs} = n_{sc,s} P_{Rd}$). Sucede que o valor do esforço de corte longitudinal atuante aumenta e pode ser calculado de acordo com a equação (31) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{Ed}s - \Delta N_{cs} \left(z_t + h_s - \frac{1}{2} h_c \right)}{h_{eff}} \quad (57)$$

O ponto 3.5.4 de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), estabelece que apesar do estado complexo de tensões existente localmente na alma, o valor de cálculo do esforço de corte longitudinal resistente da *web-post* pode ser estabelecido conforme a sua expressão (36) como:

$$V_{wp,Rd} = \frac{s_o t_w \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad (58)$$

em que:

- s_o espaçamento entre as extremidades de duas aberturas.

3.9.2. Flexão

Devido à ação de Vierendeel, a *web-post* é estrangida a momento fletor, onde nas vigas com aberturas retangulares pode ser bastante crítico. Para aberturas circulares, o mesmo não acontece porque a ampliação da largura da *web-post* a partir do seu centro permite um aumento do momento fletor resistente.

Nas vigas metálicas simétricas, o valor do momento fletor atuante a meia altura da *web-post* é igual a zero ($M_{wp,Ed} = 0$), onde os esforços transversos atuantes resistidos pelos

T's superior e inferior têm valores análogos, resultando em momentos fletores opostos e iguais a $V_{wp,Ed}d_o/2$, a atuar nas zonas superior e inferior da *web-post*.

Normalmente, nas vigas mistas alveoladas, a distribuição de esforço transversal adotada faz com que as secções T e laje de betão sejam sujeitas a valores diferentes, originando um momento fletor a meia altura da *web-post*. No entanto, é permitido adotar uma distribuição de esforço transversal qualquer para que o momento fletor a meia altura seja minimizado, desde que a equação (29) seja verificada. Nas zonas em que o esforço transversal atuante toma valores baixos, a verificação do momento fletor na *web-post* pode ser ignorada (Lawson e Hicks, 2011).

Analisando as secções da *web-post* separadamente, o equilíbrio da secção inferior é garantido pelo desenvolvimento de um momento fletor a meia altura estabelecido como:

$$M_{wp,Ed} = -V_{a,b,Ed}s + V_{wp,Ed} \frac{h_{eff}}{2} \quad (59)$$

Relativamente à secção superior da *web-post*, o equilíbrio é sustentado por um esforço incremental de compressão desenvolvido pelos conectores, onde o momento fletor atuante pode ser estipulado como:

$$M_{wp,Ed} = (V_{c,Ed} + V_{a,t,Ed})s - V_{wp,Ed} \frac{h_{eff}}{2} - \Delta N_{cs} \left(z_t + h_s - \frac{1}{2} h_c \right) \quad (60)$$

em que:

- $V_{a,t,Ed}$ esforço transversal atuante no T superior;
- $V_{c,Ed}$ esforço transversal atuante na laje de betão.

Somando as expressões (59) e (60) e considerando $V_{a,t,Ed} = V_{Ed} - V_{c,Ed} - V_{a,b,Ed}$, obtemos o valor do momento fletor atuante a meia altura da *web-post* conforme a equação (35) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), ou seja:

$$M_{wp,Ed} = \frac{(V_{Ed} - 2V_{a,b,Ed})s}{2} - \frac{\Delta N_{cs}}{2} \left(z_t + h_s - \frac{1}{2} h_c \right) \quad (61)$$

A publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) estipula que o valor de cálculo do momento fletor resistente da *web-post* deve ser efetuado com base no seu valor elástico,

tanto para aberturas retangulares como para aberturas circulares. O seu valor a meia altura é dado pela sua expressão (44) como:

$$M_{wp,Rd} = \frac{s_o^2 t_w}{6} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (62)$$

Como referido anteriormente, a ação da flexão pode condicionar o dimensionamento nas vigas mistas com aberturas retangulares, sendo na secção superior da *web-post* o seu ponto crítico devido à combinação de momento fletor a meia altura com o esforço de corte longitudinal. Nesta situação, a verificação do momento fletor resistente da *web-post* deve ser efetuada conforme a expressão (45) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

$$M_{wp,Rd} \geq \frac{V_{wp,Ed} d_o}{2} + |M_{wp,Ed}| \quad (63)$$

3.9.3. Encurvadura

A publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) apresenta a verificação da resistência à encurvadura da *web-post* baseada num modelo equivalente de escoras, com um comprimento de encurvadura definido pelas dimensões da abertura e da própria *web-post* (Figura 23), onde pode ser expressa como $N_{wp,Rd} \geq N_{wp,Ed}$.

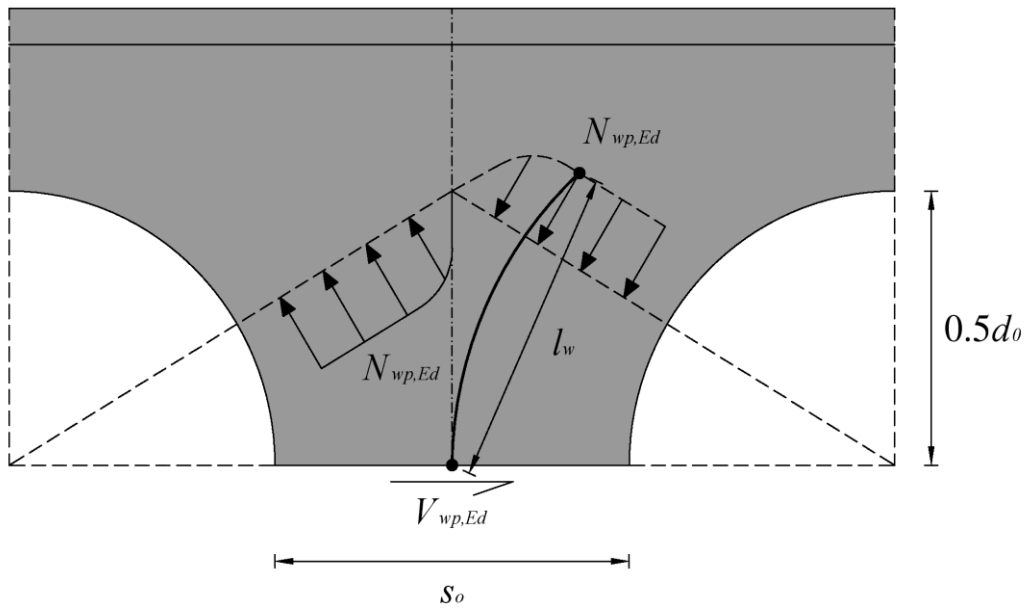


Figura 23. Modelo de encurvadura da *web-post* para aberturas circulares. Adaptado de (Lawson *et al.*, 2006).

O controlo de encurvadura é diferenciado para aberturas adjacentes e aberturas distantes, onde no primeiro caso, a largura total da *web-post* adjacente resiste ao esforço de compressão derivado do esforço de corte longitudinal. Na segunda situação, o esforço de compressão considerado é resistido por uma largura efetiva da alma, onde a possibilidade de encurvadura é independente do espaçamento das aberturas. De uma forma simplificada, pode-se considerar aberturas adjacentes quando o espaçamento entre elas é igual ou inferior ao comprimento da abertura. Naturalmente, as aberturas em que a largura da *web-post* é superior ao seu comprimento denominam-se de aberturas distantes (Lawson e Hicks, 2011).

A capacidade resistente da *web-post* à encurvadura, como descrito anteriormente, depende do comprimento de encurvadura e da geometria da abertura. O comprimento de encurvadura é difícil de estabelecer devido ao estado de tensões existente à volta da abertura, mas para aberturas circulares, é adotado um limite para evitar a encurvadura da *web-post* a meia altura, onde a variação de tensões é considerada. Nas aberturas retangulares, as tensões tendem a aumentar na secção superior da *web-post* e, desta maneira, o comprimento de encurvadura é definido como o produto de $\sqrt{2}$ pelo comprimento de encurvadura estipulado para aberturas circulares (Lawson *et al.*, 2006).

3.9.3.1. Aberturas adjacentes:

Segundo Lawson *et al.* (2006), a ação do esforço de corte longitudinal a meia altura da *web-post* provoca esforços de compressão e tração nas suas secções superior e inferior. O esforço de compressão atuante, para situações em que o momento fletor a meia altura é igual a zero, resulta na igualdade com o esforço de corte longitudinal. No entanto, através do equilíbrio de esforços e adotando algumas simplificações, a publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) define o valor do esforço de compressão atuante através da sua expressão (33), ou seja:

$$N_{wp,Ed} = V_{wp,Ed} + \frac{|M_{wp,Ed}|}{\frac{d_o}{2}} \quad (64)$$

O comprimento de encurvadura para as aberturas circulares adjacentes é estabelecido como:

$$l_w = 0.5\sqrt{s_o^2 + d_o^2} \quad (65)$$

Para aberturas retangulares, o seu valor aproximado é estipulado como:

$$l_w = 0.7\sqrt{s_o^2 + d_o^2} \quad (66)$$

No cálculo do valor de cálculo da resistência à encurvadura é necessário determinar o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante (χ), estipulado de acordo com o ponto 6.3.1.2 do Eurocódigo 3. No entanto, a esbelteza normalizada da *web-post* é expressa de acordo com os comprimentos de encurvadura, onde segundo Lawson *et al.* (2006) é estipulada como:

$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{12} l_w / t_w}{\lambda_1} \quad (67)$$

Reformulando a expressão (67), a esbelteza normalizada segundo as equações (40) e (41) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), para aberturas circulares e retangulares, é estipulada respetivamente como:

$$\bar{\lambda} = \frac{2.5\sqrt{s_o^2 + d_o^2}}{t_w \lambda_1} \quad (68)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1.75\sqrt{s_o^2 + d_o^2}}{t_w \lambda_1} \quad (69)$$

onde o valor de λ_1 é estabelecido de acordo com o ponto 6.3.1.3 do Eurocódigo 3 como:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 94\epsilon = 94\sqrt{235/f_y} \quad (70)$$

A capacidade resistente da *web-post* à encurvadura também depende das curvas de encurvadura, onde deve ser usada a curva de encurvadura *b* para secções laminadas e perfis alveolados fabricados a partir de secções laminadas. Para secções soldadas utiliza-se a curva de encurvadura *c* (Lawson e Hicks, 2011).

O valor da resistência à encurvadura para aberturas adjacentes conforme a expressão (42) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) é definido como:

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{s_o t_w f_y}{\gamma_{M1}} \quad (71)$$

3.9.3.2. Aberturas distantes:

A publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) adota um modelo diferente para as aberturas distantes, onde nas extremidades das aberturas é considerado um esforço de compressão vertical a atuar numa largura efetiva de $d_o/2$ (Figura 24). A sua grandeza pode ser definida como o valor mais elevado de esforço transversal a agir no T superior juntamente com a laje de betão ou no T inferior, conforme a sua expressão (32), em que:

$$N_{wp,Ed} = V_{Ed,max} \quad (72)$$

onde:

$$V_{Ed,max} = \max \{V_{t,Ed} + V_{c,Ed}; V_{b,Ed}\}.$$

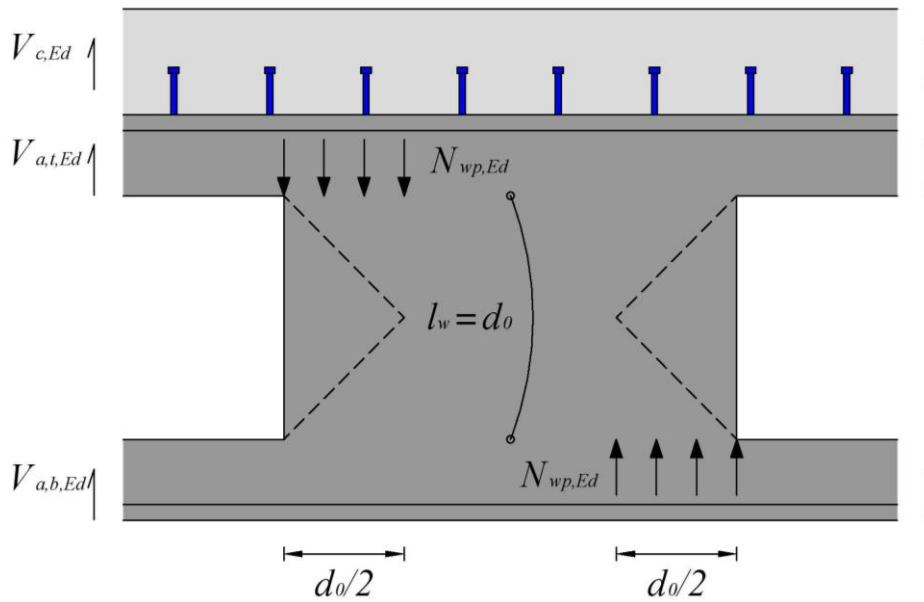


Figura 24. Modelo de encurvadura da *web-post* nas aberturas distantes. Adaptado de (Lawson e Hicks, 2011).

Assim como nas aberturas adjacentes, o valor da resistência à encurvadura da *web-post* provém dos comprimentos de encurvadura, onde o seu valor em relação às aberturas circulares é estipulado como $l_w = 0.7d_o$ e, conseqüentemente, para aberturas retangulares é definido como $l_w = d_o$. Reescrevendo a equação (67), a esbelteza normalizada para aberturas distantes pode ser determinada de acordo com as expressões (37) e (38) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011), respetivamente para aberturas circulares e retangulares:

$$\bar{\lambda} = \frac{2.5d_o}{t_w\lambda_1} \quad (73)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{3.5d_o}{t_w\lambda_1} \quad (74)$$

onde o valor de λ_1 é definido da mesma maneira para aberturas adjacentes.

A resistência à encurvadura em relação às aberturas distantes é estipulada conforme a expressão (39) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) como:

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{0.5d_o t_w f_y}{\gamma_{M1}} \quad (75)$$

Entretanto para aberturas distantes, a publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) expressa que não é necessário a verificação à encurvadura se os seus efeitos forem demasiado pequenos. Tal acontece quando $d_o/t_w \leq 25$ para aberturas circulares e $d_o/t_w \leq 20$ em relação a aberturas retangulares.

3.10. Restrição do esforço transversal resistente para aberturas adjacentes

Quando o dimensionamento de vigas alveoladas é condicionado pela resistência da *web-post* à flexão e à encurvadura, algumas restrições ao esforço transversal devem ser efetuadas, onde através da reformulação das equações de equilíbrio referidas anteriormente, é possível obter equações aproximadas para o valor máximo de esforço transversal resistente da *web-post* (Lawson e Hicks, 2011).

3.10.1. Flexão da *web-post*

A publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) expõe, que considerando o esforço transversal transferido para o T inferior como o seu valor máximo devido ao momento fletor de Vierendeel (equação (29)), e o momento fletor na *web-post* como a sua resistência elástica à flexão ($M_{wp,Ed} = M_{wp,Rd}$), o esforço transversal resistente condicionado pela flexão da *web-post*, no caso de conexão parcial, pode ser calculado conforme as suas equações (47) e (50):

Para aberturas circulares:

$$V_{Rd} = \frac{2M_{wp,Rd}}{s} + \frac{4M_{b,NV,Rd}}{l_o} + \frac{\Delta N_{cs}}{s} \left(z_t + h_s - \frac{h_c}{2} \right) \quad (76)$$

Para aberturas retangulares:

$$V_{Rd} = \frac{2M_{wp,Rd}/s + 4M_{b,NV,Rd}/l_o}{1 + d_o/h_{eff}} + \frac{\Delta N_{cs}}{s} \left(z_t + h_s - \frac{h_c}{2} \right) \quad (77)$$

Na situação de conexão total, é considerado o valor de $V_{wp,Ed}$ como esforço de compressão, onde reescrevendo as equações anteriores é possível estipular o esforço transversal resistente de acordo com as equações (48) e (51) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

Para aberturas circulares:

$$V_{Rd} = \left(2M_{wp,Rd}/s + 4M_{b,NV,Rd}/l_o \right) \frac{h_{eff} + h_s - 0.5h_c}{h_{eff}} \quad (78)$$

Para aberturas retangulares:

$$V_{Rd} = \left(2M_{wp,Rd}/s + 4M_{b,NV,Rd}/l_o \right) \frac{h_{eff} + h_s - 0.5h_c}{h_{eff} + d_o} \quad (79)$$

No caso de o esforço transversal resistente obtido pelas equações anteriores, considerando $M_{wp,Rd} = 0$, ser superior ou igual ao esforço transversal atuante, pode-se admitir que não é necessário considerar momento fletor atuante a meia altura da *web-post* para manter a sua estabilidade (Lawson e Hicks, 2011).

3.10.2. Encurvadura da *web-post*

Análogo à secção anterior e utilizando um valor apropriado de $N_{wp,Rd}$, o esforço transversal resistente condicionado pela encurvadura da *web-post* pode ser calculado da mesma maneira para aberturas circulares e retangulares. Apesar da verificação à encurvadura da *web-post* ser diferenciada para aberturas distantes e adjacentes, só é necessário a verificação do esforço transversal resistente condicionado pela encurvadura quando se trata de aberturas adjacentes (Lawson e Hicks, 2011).

Para conexão parcial, a resistência ao esforço transversal pode ser estipulada pela equação (52) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

$$V_{Rd} = \frac{N_{wp,Rd}(d_o/s) + 4M_{b,NV,Rd}/l_o}{1 + d_o/h_{eff}} + \frac{\Delta N_{cs}}{s}(z_t + h_s - 0.5h_c) \quad (80)$$

No que diz respeito à conexão total, pode ser determinado conforme a expressão (53) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

$$V_{Rd} = \left(N_{wp,Rd}(d_o/s) + 4M_{b,NV,Rd}/l_o \right) \frac{h_{eff} + h_s - 0.5h_c}{h_{eff} + d_o} \quad (81)$$

3.11.Estados limites de utilização

A verificação ao estado limite de utilização de vigas mistas alveoladas consiste no controlo da flecha, fissuração na laje e minimização das vibrações, assim como nas vigas de secção cheia. Contudo, para este modelo de vigas é criada uma flecha adicional devido à perda de rigidez de flexão e ao efeito de Vierendeel nas aberturas (Lawson e Hicks, 2011).

O Eurocódigo 4 (ponto 5.4.1) estipula a verificação aos estados limites de utilização de vigas mistas com base no método da análise global elástica linear, onde um conjunto de efeitos, tais como: *shear lag*, fluência, retração, fendilhação, processo construtivo e interação parcial, devem ser considerados.

Calado e Santos (2010) defendem que é conservador, na verificação aos estados limites de utilização, a aplicação da mesma largura efetiva usada em relação aos estados limites últimos, onde o efeito *shear lag* possui uma relevância inferior. Os efeitos de fluência e retração do betão são, de acordo com o ponto 5.4.2.2 do Eurocódigo 4, abordados na noção de homogeneização, onde a área de betão (A_c) corresponde a uma área de aço equivalente (A_c/n), em relação a cargas de curta e longa duração.

3.11.1. Deformação

O efeito de fendilhação nas vigas mistas pode ser avaliado através da determinação da deformação segundo o método de cálculo simplificado descrito no ponto 7.3.1 do Eurocódigo 4, mas para vigas simplesmente apoiadas, a verificação da deformação

resume-se essencialmente ao cálculo da flecha a meio vão. Através de uma análise elástica da secção equivalente homogeneizada é possível calcular a flecha a meio vão através das seguintes expressões:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI} \quad \text{para carga uniformemente distribuída;} \quad (82)$$

$$\delta = \frac{1}{48} \frac{PL^3}{EI} \quad \text{para carga concentrada a meio vão.} \quad (83)$$

O cálculo da flecha nas vigas mistas depende do processo construtivo, onde na situação de construção não escorada, o perfil metálico suporta o peso próprio dos elementos. No que diz respeito às sobrecargas e ações acidentais é a viga mista que é solicitada a resistir. Na construção escorada é praticamente a viga mista que suporta na totalidade as cargas permanentes, variáveis e acidentais.

Segundo Calado e Santos (2010), a quantificação da deformação de uma viga mista, para a situação de interação parcial, deve ponderar o escorregamento entre o perfil de aço e a laje de betão, onde é derivado do grau de conexão e do tipo de processo construtivo empregado. Contudo, segundo o ponto 7.3.1 (4) do Eurocódigo 4, os efeitos provenientes da interação parcial não precisam de ser encarados desde que:

- O dimensionamento dos conectores seja efetuado conforme a cláusula 6.6;
- O número de conectores aplicados não seja inferior a metade dos necessários para a situação de conexão total ($\eta > 0.5$);
- Na circunstância de laje mista com nervuras transversais ao perfil metálico, a sua altura não exceda os 80 *mm*.

Quando o efeito de escorregamento é considerado, a ENV 1994-1-1 (ponto 5.2.2) estabelece o cálculo da flecha como:

$$\delta = \delta_c + \alpha(\delta_a - \delta_c)(1 - \eta) \quad (84)$$

em que:

- α coeficiente de redução em relação ao processo construtivo ($\alpha = 0.50$ para construção escorada e $\alpha = 0.30$ para construção não escorada);
- δ_a flecha do perfil metálico a meio vão;
- δ_c flecha da viga mista a meio vão;

O Anexo Nacional do Eurocódigo 3 estipula os valores limites recomendados para os deslocamentos verticais em vigas simplesmente apoiadas inseridas em edifícios, caso não sejam acordados outros valores com o dono de obra (Tabela 8).

Tabela 8. Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (EN 1993-1-1).

| <i>Condições</i> | <i>Limites</i> δ_{max} |
|--|----------------------------------|
| Coberturas em geral | L/200 |
| Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção | L/250 |
| Pavimentos em geral | L/250 |
| Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis | L/250 |
| Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último) | L/400 |
| Quando δ_{max} possa afetar o aspeto do edifício | L/250 |

Nota: No caso geral, L representa o vão da viga.

O modelo de cálculo da flecha adicional usado na publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) abrange dois métodos semelhantes. No primeiro método é calculado uma aproximação do momento de inércia na abertura que, posteriormente, é aplicado de forma independente ao cálculo das flechas adicionais provocadas pela flexão e pelo esforço transversal (ponto 6.1). Já no segundo método (ponto 6.2), é feita uma análise da flecha adicional por flexão pura devido à perda de rigidez nas aberturas, através de uma fórmula empírica. Esta aproximação também é verificada para a presença de esforços transversos, onde o valor obtido é mais conservador para aberturas pequenas, porque a flecha provocada pela ação de Vierendeel é menor.

Para aberturas isoladas, o valor da flecha adicional (δ_{add}) em relação à flecha existente numa viga mista de secção cheia, pode ser calculado através das seguintes fórmulas aproximadas dadas por (65) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

$$\frac{\delta_{add}}{\delta} = k_o \left(\frac{l_o}{L} \right) \left(\frac{d_o}{h} \right) \left(1 - \frac{x}{L} \right), \quad \text{com } x \leq 0.5L \quad (85)$$

$$\frac{\delta_{add}}{\delta} = k_o \left(\frac{l_o}{L} \right) \left(\frac{d_o}{h} \right) \left(\frac{x}{L} \right), \quad \text{com } x > 0.5L \quad (86)$$

em que:

$$k_o = 1.5.$$

No caso de múltiplas aberturas, a combinação de efeitos da distribuição de momento fletor e esforço transversal ao longo da viga, é representada pelo fator 0.7, onde o valor da flecha adicional pode ser considerado através da expressão (66) de SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011):

$$\frac{\delta_{add}}{\delta} = 0.7 n_o k_o \left(\frac{l_o}{L} \right) \left(\frac{d_o}{h} \right) \quad (87)$$

em que:

n_o número de aberturas na viga alveolada.

Geralmente, nas vigas alveoladas com múltiplas aberturas, o valor da flecha adicional devido à perda de rigidez nas aberturas, corresponde entre 12% a 15% do valor da flecha para uma viga de secção cheia com as mesmas dimensões (Lawson e Hicks, 2011).

3.11.2. Vibração

A NP EN 1990 (ponto A1.4.4) enumera alguns fatores que devem ser abordados para ser alcançado um comportamento aceitável das vigas mistas sob a ação de vibrações, nas circunstâncias de utilização. Dentro desses fatores, encontra-se o conforto dos utentes e o bom funcionamento da estrutura.

Tabela 9. Valores de referência para as frequências próprias de vigas mistas (Calado e Santos, 2010).

| <i>Situação</i> | <i>Frequência</i> |
|---|-------------------|
| Escritórios e parques de estacionamento | 3 Hz |
| Edifícios de habitação | 4 Hz |
| Ginásios | 5 Hz |
| Passagens pedonais | 7 Hz |

Calado e Santos (2010) afirmam que na análise das frequências próprias de uma viga mista, em relação às ações de curta duração, são usados o modo de elasticidade do betão e as propriedades não fendilhadas da secção. Os valores de referência sugeridos para a

frequência de vigas mistas encontram-se na Tabela 9, onde a frequência própria das vigas mistas deve ser superior aos valores tabelados.

O valor de cálculo da frequência natural das vigas mistas pode ser estipulado através da deformação resultante da aplicação de cargas permanentes e variáveis, onde numa viga mista simplesmente apoiada, pode ser expresso de acordo com a expressão (4) de (Smith *et al.*, 2009):

$$f = \frac{17.8}{\sqrt{\delta}} \quad (88)$$

4. METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO: SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

No presente capítulo é apresentado o modelo de verificação da segurança para vigas alveoladas em situação de incêndio, desenvolvido pelo documento RT1356 - *Fire design of composite beams with rectangular and circular web openings*, 2012. A regulamentação usada tem como base as Partes 1-2 dos Eurocódigos.

4.1. Generalidades

O risco de incêndio urbano tem sido abordado em diversas regulamentações com o objetivo de ser limitado. A sua limitação traduz-se na prestação da salvaguarda do ser humano, do património cultural e do ambiente em geral. Normalmente, as edificações são projetadas para obterem uma capacidade resistente de suporte num determinado intervalo de tempo, onde os ocupantes dispõem da possibilidade de evacuar o edifício ou serem resgatados em segurança (Vila Real, 2010).

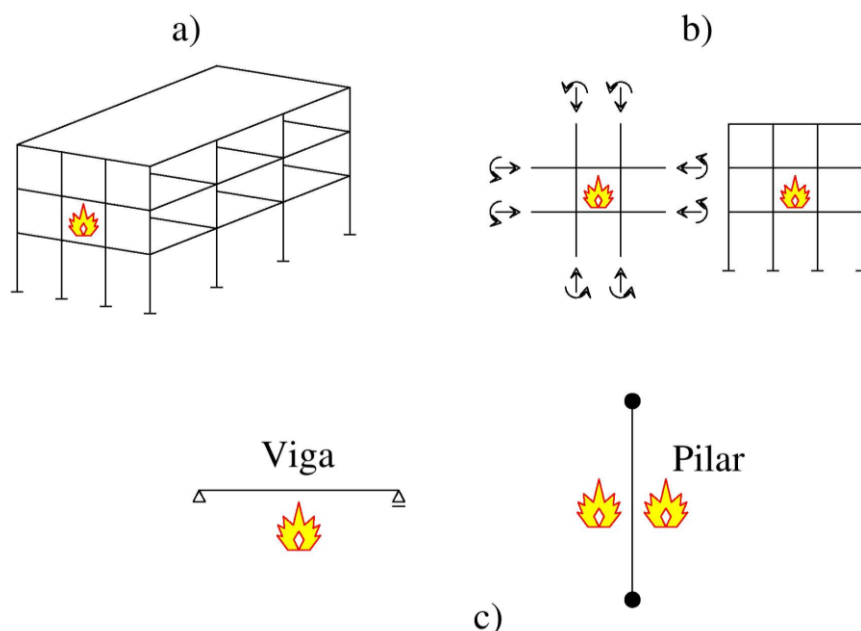


Figura 25. Esquematisação: a) estrutura completa; b) partes da estrutura; c) elementos isolados. Adaptado de (Vila Real, 2003).

Os Eurocódigos (Parte 1-2) permitem a utilização de metodologias de cálculo com regras prescritivas ou com base no desempenho dos elementos de construção. Em ambos os casos, a verificação da segurança em situação de incêndio pode ser efetuada através de uma análise por elementos, de parte da estrutura ou da estrutura completa (Figura 25).

A metodologia que permite o uso de regras prescritivas resume-se essencialmente ao cálculo da temperatura crítica do aço quando sujeito à situação de incêndio padrão. Deste modo, a temperatura do aço é limitada pela sua temperatura de rotura, não estando garantida a segurança para temperaturas mais elevadas. O tipo de incêndio, os efeitos de exposição ao fogo e o estado de carregamento, não são abordados nesta metodologia. No entanto, o modelo de cálculo com base no desempenho dos elementos abrange todas estas componentes, onde o aço é meramente mais um elemento a ser avaliado (Vila Real, 2003).

4.2. Ações

Na verificação da segurança em situação de incêndio, a definição das ações nas estruturas não se resume simplesmente às ações mecânicas definidas pela NP EN 1990. Nesta situação, a definição das ações térmicas de acordo com a Parte 1-2 do Eurocódigo 1 é também essencial para garantir a segurança.

4.2.1. Ações mecânicas

Conforme estipulado na NP EN 1990, a combinação de ações relativamente ao fogo deve inserir-se nas combinações de ações de acidente, onde o valor de cálculo dos efeitos das ações em caso de incêndio é dado por:

$$\sum G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \sum A_d \quad (89)$$

em que:

| | |
|--------------|---|
| A_d | valor de cálculo das ações indiretas de incêndio; |
| G_k | valor característico das ações permanentes; |
| $Q_{k,1}$ | valor característico da ação variável principal; |
| $\psi_{1,1}$ | coeficiente de combinação associado à ação variável principal; |
| $\psi_{2,i}$ | coeficiente de combinação associado às restantes ações variáveis. |

A simplificação dos cálculos pode ser alcançada através da diminuição do número de combinações de ações a ponderar. Deste modo, o Eurocódigo 3 (Parte 1-2) possibilita a determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações no caso de incêndio, como o produto entre o fator de redução η_{fi} e o valor de cálculo das ações determinado à temperatura normal, E_d . Este fator de redução pode ser visto como o quociente entre a combinação de ações em situação de incêndio e a combinação de ações à temperatura normal (Vila Real, 2003), ou seja:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (90)$$

4.2.2. Ações térmicas

As ações térmicas são definidas segundo o Eurocódigo 1 (Parte 1-2) pelo fluxo de calor efetivo na superfície do elemento. O seu valor de cálculo depende das transferências de calor por convecção e radiação, onde as temperaturas dos gases são estabelecidas por curvas de aquecimento nominais (Figura 26). As curvas de incêndio nominais podem ser indicadas através de equações simples, independentemente da ocupação e das dimensões da estrutura (Vila Real, 2010).

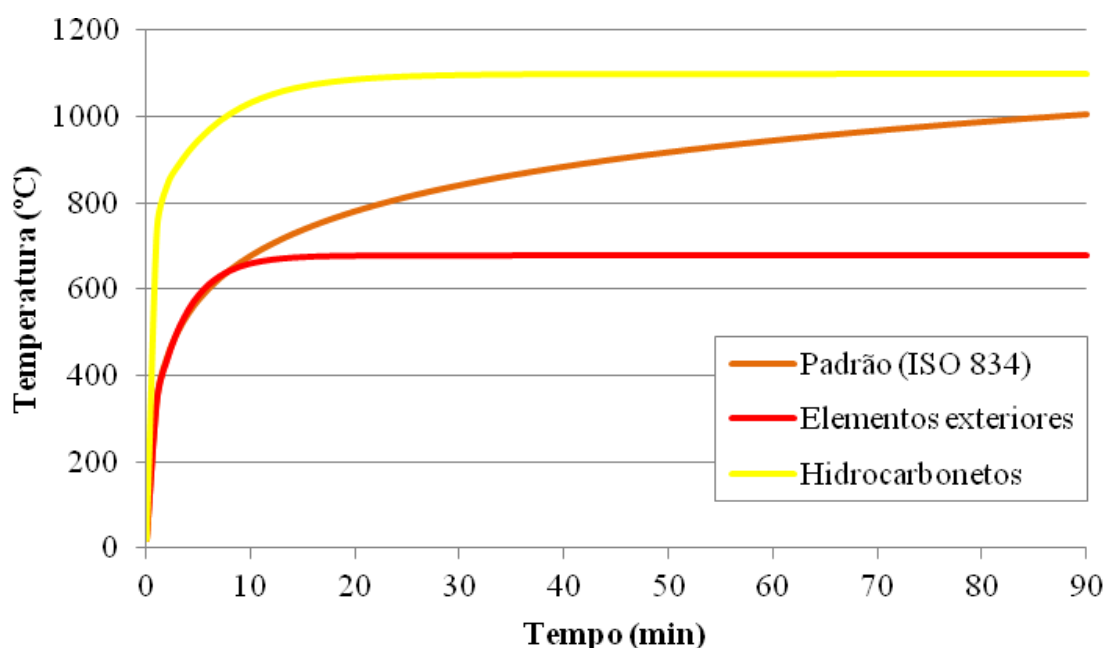


Figura 26. Curvas de aquecimento nominais.

Como exemplo, a curva de incêndio padrão ISO 834 é definida de acordo com a Parte 1-2 do Eurocódigo 1 (ponto 3.2.1) como:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (91)$$

Em que:

t tempo em minutos.

4.3. Propriedades mecânicas dos materiais

O aumento da temperatura devido à ocorrência de incêndio provoca nos materiais uma perda considerada da sua capacidade resistente (Amaral *et al.*, 2007). Esta redução das propriedades de resistência ou de deformação do material, de acordo com os Eurocódigos, traduz-se no produto de um coeficiente de redução da propriedade mecânica (k_θ) com o seu valor característico (X_k), resultando no valor de cálculo das propriedades mecânicas do material em função da temperatura ($X_{d,\theta}$), ou seja:

$$X_{d,\theta} = k_\theta X_k / \gamma_{M,\theta} \quad (92)$$

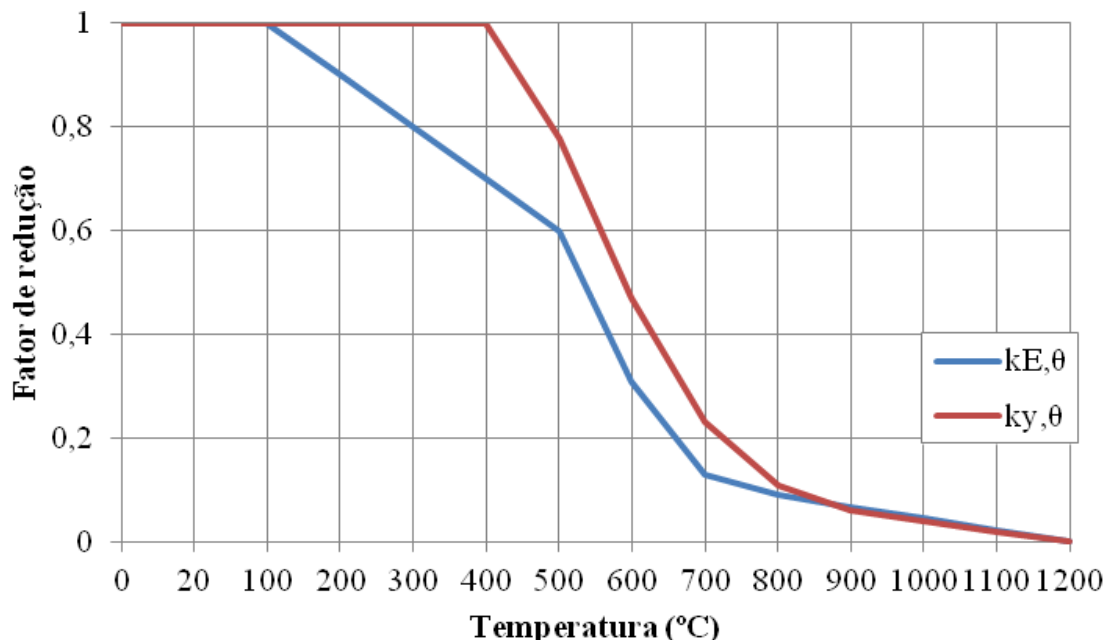


Figura 27. Fatores de redução do aço a altas temperaturas. Adaptado de NP EN 1993-1-2.

Na Tabela 10 estão estipulados os valores referentes aos fatores de redução para o aço e para o betão a elevadas temperaturas. No entanto, na Figura 27, também é possível observar como variam os fatores de redução de deformação e resistência do aço consoante o aumento da temperatura.

Tabela 10. Fatores de redução do aço e do betão a altas temperaturas (EN 1994-1-2).

| Temperatura θ (°C) | $k_{E,\theta}$ | $k_{p,\theta}$ | $k_{y,\theta}$ | $k_{u,\theta}$ | $k_{c,\theta}$ |
|------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 20 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.00 |
| 100 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.00 |
| 200 | 0.90 | 0.807 | 1.00 | 1.25 | 0.95 |
| 300 | 0.80 | 0.613 | 1.00 | 1.25 | 0.85 |
| 400 | 0.70 | 0.420 | | 1.00 | 0.75 |
| 500 | 0.60 | 0.360 | | 0.78 | 0.60 |
| 600 | 0.31 | 0.180 | | 0.47 | 0.45 |
| 700 | 0.13 | 0.075 | | 0.23 | 0.30 |
| 800 | 0.09 | 0.050 | | 0.11 | 0.15 |
| 900 | 0.0675 | 0.0375 | | 0.06 | 0.08 |
| 1000 | 0.0450 | 0.0250 | | 0.04 | 0.04 |
| 1100 | 0.0225 | 0.0125 | | 0.02 | 0.01 |
| 1200 | 0 | 0 | | 0 | 0 |

4.4. Verificação da resistência ao fogo por elementos

4.4.1. Domínios

A abordagem de vigas simplesmente apoiadas em situação de incêndio consiste na verificação da segurança ao fogo por elementos e, segundo os Eurocódigos, pode ser efetuada em três campos diferentes (Figura 28). No primeiro caso, pode ser determinada no domínio da resistência, ou seja:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (93)$$

em que:

$E_{fi,d}$ valor de cálculo do efeito das ações em caso de incêndio;

$R_{fi,d,t}$ valor de cálculo da resistência em caso de incêndio no instante t .

Como segunda opção, a resistência ao fogo pode ser estipulada no domínio do tempo, isto é:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,req} \quad (94)$$

em que:

$t_{fi,d}$ valor de cálculo da resistência ao fogo;
 $t_{fi,req}$ resistência ao fogo requerida regularmente;

Relativamente ao domínio da temperatura, a verificação da resistência ao fogo pode ser efetuada nas situações em que existe a possibilidade de determinar a temperatura crítica do elemento (θ_{cr}), onde a segurança é garantida em caso de incêndio até a temperatura do elemento (θ_d) atingir o seu valor, ou seja:

$$\theta_d \leq \theta_{cr} \quad (95)$$

Nas estruturas metálicas é comum ser verificada a resistência ao fogo no domínio da temperatura, onde é calculado um determinado valor de espessura do material protetor para que a temperatura crítica não seja atingida anteriormente ao tempo estipulado (Vila Real, 2010).

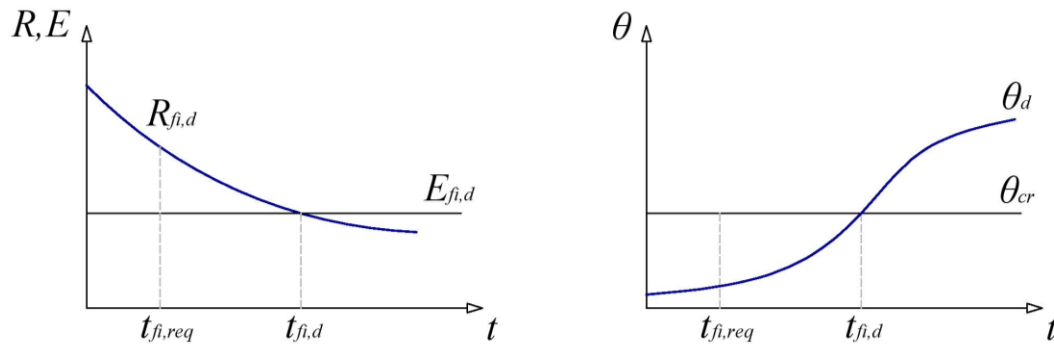


Figura 28. Domínios da verificação da resistência ao fogo. Adaptado de (Vila Real, 2003).

4.4.2. Métodos de cálculo simplificados

Os Eurocódigos sugerem a utilização de três métodos de cálculo diferentes para a verificação da resistência ao fogo. Dentro destes, encontra-se a utilização de tabelas estabelecidas através de ensaios práticos em fornalhas relativamente à situação de incêndio

padrão. Outra metodologia intitula-se por métodos de cálculo avançados, onde a utilização de programas de cálculo com base nos elementos finitos é fundamental (Vila Real, 2010). No entanto, para o dimensionamento manual de elementos isolados, os métodos de cálculo simplificados são sugeridos pelo documento RT1356 (2012) na verificação da resistência ao fogo de vigas alveoladas. Neste tipo de abordagem são usadas fórmulas idênticas à situação de temperatura normal, onde as propriedades mecânicas dos materiais a altas temperaturas referidas na secção 4.3 são tidas em conta.

Nas seguintes secções são expostas algumas fórmulas essenciais para a verificação da resistência ao fogo de vigas alveoladas de acordo com RT1356 (2012). Contudo, para uma abordagem completa e mais pormenorizada desta situação, o documento em causa deve ser consultado.

4.4.2.1. Classificação da secção transversal

Na situação de incêndio, a classificação da secção transversal pode ser efetuada da mesma maneira à temperatura normal. Contudo, apenas o valor de cálculo de ε é sujeito a uma redução e, de acordo com o Eurocódigo 3 (Parte 1-2), pode ser estipulado conforme:

$$\varepsilon = 0.85\sqrt{235/f_y} \quad (96)$$

em que:

f_y tensão de cedência à temperatura normal.

4.4.2.2. Conectores

A resistência dos conectores em situação de incêndio pode ser determinada conforme o ponto 4.3.4.2.5 do Eurocódigo 4 (Parte 1-2) como o menor valor de:

$$P_{fi,Rd} = 0.8k_{u,\theta}P_{Rd} \quad (97)$$

e

$$P_{fi,Rd} = k_{c,\theta}P_{Rd} \quad (98)$$

em que:

$k_{c,\theta}$ fator de redução do betão a elevadas temperaturas;

$k_{u,\theta}$ fator de redução da tensão última resistente dos conectores a elevadas temperaturas;

P_{Rd} resistência dos conectores à temperatura normal calculada na secção 3.4.1, com a particularidade de o coeficiente parcial γ_v ser substituído por $\gamma_{M_{fi,v}} = 1.0$.

4.4.2.3. Momento fletor na abertura

Como referido anteriormente, para o cálculo do momento fletor resistente na abertura, onde a abordagem de cálculo é efetuada com base nos blocos retangulares de tensão plástica, é fundamental definir a resistência do betão e do aço aos esforços axiais. Em situação de incêndio, o valor de cálculo da resistência do betão à compressão pode ser estipulado conforme a equação (22) de RT1356 (2012) como:

$$N_{fi,c,Rd} = \min \left\{ \frac{0.85 f_{cd} k_{c,\theta} b_{eff,o} h_c}{\gamma_{M,fi,c}}; n_{sc} P_{fi,Rd} \right\} \quad (99)$$

O esforço de tração resistente do T inferior em situação de incêndio pode ser estabelecido de acordo com a expressão (21) de RT1356 (2012):

$$N_{fi,a,b,Rd} = \frac{A_f f_y k_{y,\theta,f,b} + A_w f_y k_{y,\theta,w,b}}{\gamma_{M,fi,a}} \quad (100)$$

em que:

- $k_{y,\theta,f,b}$ fator de redução para a tensão de cedência do aço a elevadas temperaturas relativo ao banzo inferior;
- $k_{y,\theta,w,b}$ fator de redução para a tensão de cedência do aço a elevadas temperaturas relativo à alma do T inferior;
- $\gamma_{M,fi,a}$ coeficiente parcial de segurança do aço em situação de incêndio ($\gamma_{M,fi,a} = 1.0$);
- $\gamma_{M,fi,c}$ coeficiente parcial de segurança do betão em situação de incêndio ($\gamma_{M,fi,c} = 1.0$).

4.4.2.4. Momento fletor de Vierendeel

Análoga à situação de temperatura normal descrita na secção 3.8, a equação da flexão de Vierendeel, em caso de incêndio, pode ser estabelecida conforme a equação (37) de RT1356 (2012):

$$2M_{fi,b,NV,Rd} + 2M_{fi,t,NV,Rd} + M_{fi,vc,Rd} \geq V_{Ed}l_e \quad (101)$$

em que:

- $M_{fi,b,NV,Rd}$ momento fletor resistente do T inferior em situação de incêndio;
- $M_{fi,t,NV,Rd}$ momento fletor resistente do T superior em situação de incêndio;
- $M_{fi,vc,Rd}$ momento fletor resistente local devido à interação do T superior com a laje de betão em situação de incêndio.

Todas as componentes de resistência à flexão de Vierendeel da equação (101) podem ser calculadas de acordo com o ponto 2.7 de RT1356 (2012).

4.4.2.5. Encurvadura da *web-post*

No que diz respeito à encurvadura da *web-post* em situação de incêndio, a verificação pode ser efetuada com base no ponto 4.2.3.2 do Eurocódigo 3 (Parte 1-2). Esta abordagem considera um valor de cálculo da esbelteza normalizada modificado, onde os efeitos das elevadas temperaturas são tidos em consideração. Deste modo, a esbelteza normalizada para a temperatura θ pode ser definida como a equação (84) de RT1356 (2012):

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} [k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5} \quad (102)$$

em que:

- $k_{E,\theta}$ fator de redução para a deformação do aço a elevadas temperaturas;
- $k_{y,\theta}$ fator de redução para a tensão de cedência do aço a elevadas temperaturas;
- $\bar{\lambda}$ esbelteza normalizada definida à temperatura normal.

O valor do coeficiente de redução para a encurvadura da *web-post* em situação de incêndio pode ser estabelecido conforme:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_\theta + \sqrt{\phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad (103)$$

em que:

$$\phi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad (104)$$

com

$$\alpha = 0.65 \sqrt{235 / f_y} \quad (105)$$

A expressão (85) de RT1356 (2012) estipula a resistência da *web-post* entre aberturas distantes à encurvadura para elevadas temperaturas, em que:

$$N_{fi,wp,Rd} = \chi_{fi} \frac{0.5 h_o t_w f_y k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \quad (106)$$

No que diz respeito à situação de aberturas adjacentes, a resistência à encurvadura da *web-post* em caso de incêndio pode ser estabelecida de acordo com a equação (86) de RT1356 (2012), ou seja:

$$N_{fi,wp,Rd} = \chi_{fi} \frac{s_o t_w f_y k_{y,\theta}}{\gamma_{M,fi}} \quad (107)$$

4.5. Distribuição da temperatura na secção transversal

O documento RT1356 (2012) utiliza um método iterativo para o cálculo da temperatura crítica do banzo inferior do perfil metálico. A iteração começa adotando uma temperatura de 400°C no banzo inferior e uma temperatura incremental de 100°C, onde posteriormente são calculados todos os parâmetros de resistência para essa temperatura inicial. No caso do fator F , ou seja, o quociente entre o valor de cálculo do efeito das ações e o valor de cálculo da resistência em caso de incêndio, ser superior ou inferior a 1.00, é adicionada ou subtraída respetivamente a temperatura incremental à temperatura inicial. Consequentemente, são efetuados os cálculos de todas as componentes resistentes para uma nova temperatura a considerar. Para permitir uma maior rapidez no cálculo da temperatura crítica, cada vez que o fator F alternar entre 0 e 1, a temperatura incremental sofre uma redução para metade do seu valor. Este processo é finalizado quando F estiver compreendido entre 0.995 e 1.005, ou quando a temperatura incremental for inferior a 3°C.

Segundo o mesmo documento, a distribuição da temperatura na secção transversal de uma viga mista alveolada deve ser assumida de forma a permitir o cálculo da sua

resistência. Após vários testes foi identificado que, nas vigas de secção cheia, a temperatura da alma é relativamente superior à do banzo inferior, devido à diferença de espessura entre esses elementos. Nas vigas alveoladas, o mesmo se sucede, no entanto, foi observado que a temperatura na *web-post* é superior quando comparada com a alma de um perfil de secção cheia.

A temperatura na *web-post* depende do material de proteção ao fogo aplicado e normalmente é determinada de acordo com o protocolo ASFP - *Fire protection for structural steel in buildings*, (2007). Contudo, a distribuição da temperatura na secção transversal pode ser adotada conservadoramente usando o modelo definido no documento RT1187 (2008), como ilustra a Figura 29 (RT1356, 2012).

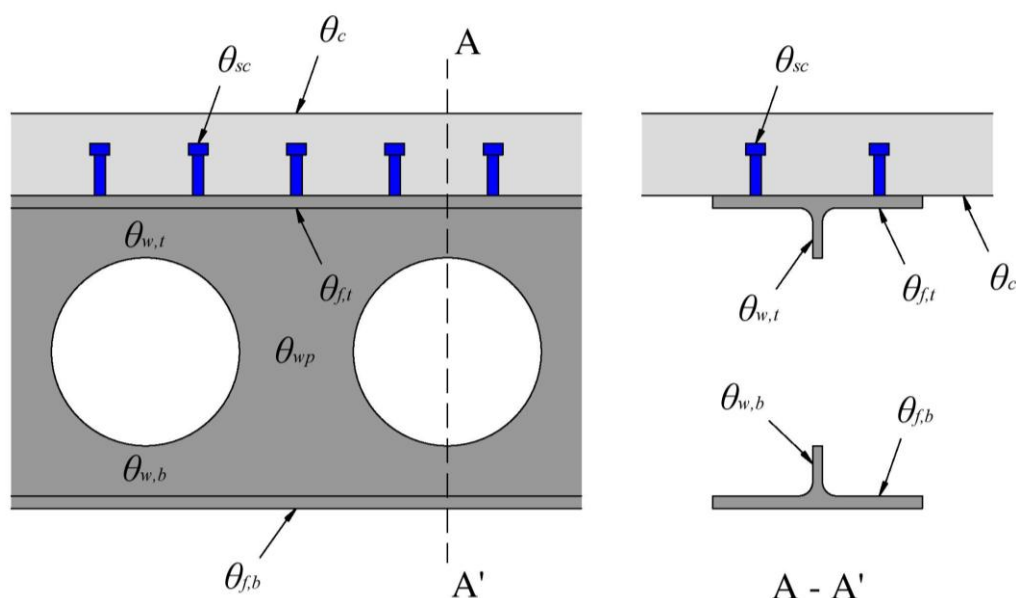


Figura 29. Distribuição da temperatura. Adaptado de (RT1187, 2008).

Seguindo o modelo de RT1187 (2008), nas vigas alveoladas em que a secção transversal do perfil metálico é simétrica, considera-se que a temperatura do banzo superior ($\theta_{f,t}$) atinge 70% da temperatura presente no banzo inferior ($\theta_{f,b}$), ou seja:

$$\theta_{f,t} = 0.7\theta_{f,b} \quad (108)$$

Quanto à alma dos T's superior e inferior, a temperatura a considerar é dada respetivamente por:

$$\theta_{w,t} = 1.02\theta_{f,t} \quad (109)$$

e

$$\theta_{w,b} = 1.02\theta_{f,b} \quad (110)$$

A temperatura na *web-post* é determinada em função da sua largura, e pode ser estabelecida conforme:

$$\theta_{wp} = k_{wp,\theta}\theta_{f,b} \quad (111)$$

onde:

$$k_{wp,\theta} = 1.4 - \frac{1.4 - 1.1}{450} s_o \quad (112)$$

A temperatura nos conectores e na laje de betão é assumida respetivamente como 80% e 40% da temperatura do banzo superior.

5. EXEMPLO PRÁTICO

No presente capítulo é resolvido um exercício prático académico de uma viga mista alveolada simplesmente apoiada com aberturas circulares, onde o objetivo passa por realçar os métodos simplificados de cálculo enunciados anteriormente.

Na verificação da segurança à temperatura normal são aplicados os métodos simplificados da publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) referidos no Capítulo 3.

5.1. Modelo

Considera-se uma viga mista alveolada simplesmente apoiada inserida num parque de estacionamento com um vão de $L = 10\text{ m}$ e uma sobrecarga de $q_k = 7.5\text{ kN/m}^2$. Na Figura 30 e na Tabela 11 é possível observar respetivamente, a configuração da viga e as suas dimensões geométricas. A viga em estudo tem 17 aberturas circulares espaçadas regularmente entre si com uma largura de influência de $b = 2\text{ m}$. Admitindo que a viga alveolada não está sujeita à encurvadura lateral, pretende-se neste exercício verificar a sua segurança aos estados limites últimos e de serviço para as fases de construção e de utilização. Também é solicitado o cálculo da temperatura crítica em situação de incêndio.

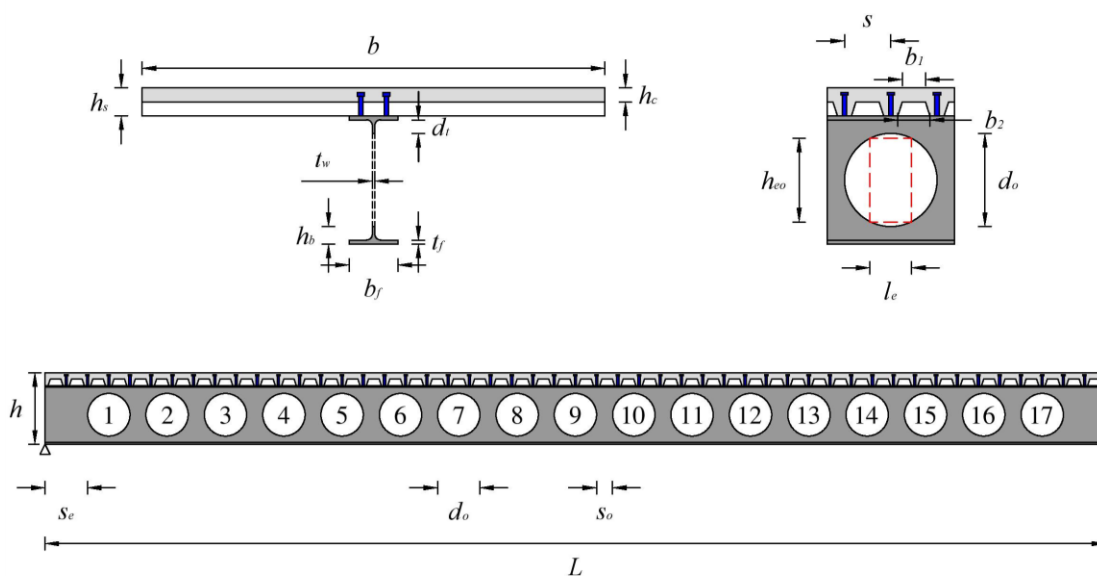


Figura 30. Esquema da viga mista alveolada.

Tabela 11. Parâmetros geométricos.

| <i>Parâmetros geométricos</i> | |
|---|---|
| Vão da viga (L): | $L = 10 \text{ m}$ |
| Espaçamento da viga (b): | $b = 2 \text{ m}$ |
| Altura da laje (h_s): | $h_s = 120 \text{ mm}$ |
| Altura da chapa perfilada (h_p): | $h_p = 60 \text{ mm}$ |
| Altura acima da chapa perfilada (h_c): | $h_c = 60 \text{ mm}$ |
| Área da chapa perfilada (A_p): | $A_p = 1450 \text{ mm}^2/\text{m}$ |
| Largura da nervura menor (b_1): | $b_1 = 80 \text{ mm}$ |
| Largura da nervura maior (b_2): | $b_2 = 100 \text{ mm}$ |
| Espessura da chapa perfilada (t): | $t = 0.9 \text{ mm}$ |
| Área da armadura transversal (A_{sl}): | $A_{sl} = 141 \text{ mm}^2/\text{m}$ |
| Pernos (2 por nervura): | $d = 19 \text{ mm}$ e $h_{sc} = 100 \text{ mm}$ |
| Espaçamento transversal dos pernos (s_t): | $s_t = 100 \text{ mm}$ |
| Número de aberturas (n_o): | $n_o = 17$ |
| Diâmetro das aberturas (d_o): | $d_o = 400 \text{ mm}$ |
| Largura da <i>web-post</i> (s_o): | $s_o = 150 \text{ mm}$ |
| Largura da extremidade apoiada (s_e): | $s_e = 400 \text{ mm}$ |

Tabela 12. Propriedades do perfil de aço: IPE 550.

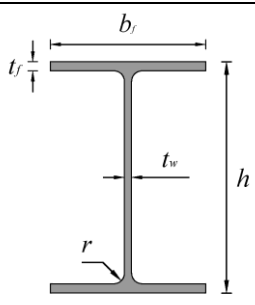
| <i>IPE 550</i> | |
|---|--|
| $h = 550 \text{ mm}$ $b_f = 210 \text{ mm}$ $t_f = 17.2 \text{ mm}$ $r = 24 \text{ mm}$ $t_w = 11.1 \text{ mm}$ $A = 134 \text{ cm}^2$ $I_{y,a} = 67120 \text{ cm}^4$ $W_{pl,y} = 2787 \text{ cm}^3$ $G = 105 \text{ kg/m}$ |  |

Tabela 13. Propriedades dos materiais.

| <i>Propriedades dos materiais</i> | |
|-----------------------------------|--|
| Aço S235 | $f_y = 235 \text{ MPa}$ $E_a = 210 \text{ GPa}$ |
| Betão C30/37 | $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$ |
| Conectores | $f_y = 350 \text{ MPa}$ $f_u = 450 \text{ MPa}$ |
| Armadura A500 $\phi 6//200$ | $f_{sd} = 434.8 \text{ MPa}$ |
| Chapa perfilada | $f_{yp,d} = 320 \text{ MPa}$ |

A secção de aço seleccionada consiste num perfil laminado IPE 550 em que posteriormente foram efetuadas as 17 aberturas na sua alma. As propriedades geométricas do perfil metálico estão apresentadas na Tabela 12, e na Tabela 13 encontram-se tabelados os valores correspondentes às propriedades dos materiais constituintes da viga mista alveolada.

5.2. Estados limites últimos

5.2.1. Ações

A verificação da segurança das vigas mistas alveoladas passa pela sua análise ao longo de todo o processo de construção, onde a análise das ações existentes na fase de construção e na fase de utilização é efetuada de forma separada. Na Tabela 14 estão tabelados os valores das ações permanentes e variáveis a considerar em ambas as fases.

Tabela 14. Ações permanentes e variáveis.

| <i>Fase de construção</i> | | <i>Fase de utilização</i> | |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|
| - Ações permanentes: | | - Ações permanentes: | |
| PP do perfil de aço: | 1.05 kN/m | PP do perfil de aço: | 1.05 kN/m |
| PP da chapa perfilada: | 0.2 kN/m | PP da chapa perfilada: | 0.2 kN/m |
| PP da armadura: | 0.1 kN/m | PP da armadura: | 0.1 kN/m |
| | | PP da laje: | 5.76 kN/m |
| | | Acabamentos: | 3.0 kN/m |
| Total: | $g_k = 1.35 \text{ kN/m}$ | Total: | $g_k = 10.11 \text{ kN/m}$ |
| - Ações variáveis: | | - Ações variáveis: | |
| Carga de construção: | 1.5 kN/m | Sobrecarga: | 15 kN/m |
| Betão molhado: | 6.0 kN/m | | |
| Total: | $q_k = 7.5 \text{ kN/m}$ | Total: | $q_k = 15 \text{ kN/m}$ |

PP – peso próprio.

No que diz respeito aos estados limites últimos, o valor de cálculo para a combinação de ações da fase de construção pode ser obtido através de:

$$\gamma_G g_k + \gamma_Q q_k = 1.35 \times 1.35 + 1.50 \times 7.50 = 13.07 \text{ kN/m}$$

enquanto para a fase de utilização é dado como:

$$\gamma_G g_k + \gamma_Q q_k = 1.35 \times 10.11 + 1.50 \times 15 = 36.15 \text{ kN/m}$$

Após a exposição dos valores de cálculo resultantes das combinações de ações, é possível calcular os valores máximos de esforço transversal e momento fletor atuantes para ambas as fases do processo construtivo (Tabela 15). Para vigas simplesmente apoiadas com cargas uniformemente distribuídas, podem ser estabelecidos através de:

$$V_{Ed} = \frac{pL}{2} \text{ e } M_{Ed} = \frac{pL^2}{8}$$

Tabela 15. Valores máximos de esforço transversal e momento fletor atuantes.

| <i>Fase de construção</i> | | <i>Fase de utilização</i> | |
|---------------------------|-------------|---------------------------|-------------|
| Esforço transversal: | 65.36 kN | Esforço transversal: | 180.74 kN |
| Momento fletor: | 163.41 kN.m | Momento fletor: | 451.86 kN.m |

5.2.2. Classificação da secção transversal

O estudo das vigas mistas alveoladas insere-se, como referido anteriormente, na análise plástica da secção transversal, e para tal, a classificação da secção transversal é inevitável. No que diz respeito ao banzo do perfil de aço acontece que:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{105}{17.20} = 6.10 < 9\epsilon = 9, \text{ logo o banzo é de Classe 1!}$$

Quanto à alma do T, a classificação depende do comprimento efetivo da abertura e, para aberturas circulares, o seu valor é igual a:

$$l_t = 0.7d_o = 0.7 \times 400 = 280\text{mm}$$

Deste modo, a alma da secção T, independentemente da sua altura, é de Classe 2 se:

$$l_t < 32\epsilon t_w \Leftrightarrow 280 < 32 \times 1 \times 11.1 = 355.2\text{mm}, \text{ OK!}$$

Logo a secção transversal na zona da abertura é de Classe 2.

5.2.3. Conexão de corte

Começando pela análise da fase de utilização, é essencial determinar o valor resistente dos pernos de cabeça, estipulado conforme as equações (3) e (4). Como $h_{sc}/d = 5.3 > 4$ tem-se $\alpha = 1$ e o valor de cálculo resistente dos conectores é igual a:

$$P_{Rd} = \min \left(\frac{0.8 f_y \pi d^2 / 4}{\gamma_v}; \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \right)$$

$$P_{Rd} = \min \left(\frac{0.8 \times 450 \times \pi \times 19^2 / 4}{1.25} \times 10^{-3}; \frac{0.29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{30 \times 33 \times 1000}}{1.25} \right)$$

$$P_{Rd} = \min(81.66; 83.33) = 81.66 kN$$

Os pernos de cabeça estão inseridos numa laje de betão com chapa perfilada de nervuras transversais ao vão da viga, logo o seu valor resistente deve ser multiplicado por um fator de redução k_t . O fator de redução tem o valor de:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_o}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \times \frac{80}{60} \times \left(\frac{100}{60} - 1 \right) = 0.44$$

O fator de redução k_t é limitado para valores de $k_{t,max}$, mas nesta situação, o valor de k_t não sofre alteração porque $k_{t,max}$ é igual 0.70, conforme estipulado pela Tabela 5. Assim, o valor de cálculo resistente dos pernos de cabeça é igual a:

$$P_{Rd} = 0.44 \times 81.66 = 35.93 kN$$

Posteriormente à determinação do valor resistente dos pernos, é conveniente estabelecer o número de conectores distribuídos desde o apoio até ao centro das aberturas, assim como o número de conectores aplicados diretamente acima das mesmas (Tabela 16). Para aberturas circulares, o dimensionamento é feito com base numa abertura retangular equivalente e o seu comprimento é definido como:

$$l_e = 0.45 d_o = 0.45 \times 400 = 180 mm$$

e a altura equivalente é igual a:

$$h_{eo} = 0.9 d_o = 0.9 \times 400 = 360 mm$$

Tabela 16. Características das aberturas e *web-post* em estudo na fase de utilização.

| <i>Parâmetro</i> | <i>Zona</i> | <i>Valor</i> |
|-----------------------------|---|--------------------------------|
| Momento fletor atuante | Abertura 1: | $M_{Ed} = 101.94 \text{ kN.m}$ |
| | Abertura 9: | $M_{Ed} = 451.86 \text{ kN.m}$ |
| Esforço transversal atuante | Abertura 1: | $V_{Ed} = 162.31 \text{ kN}$ |
| | Abertura 9: | $V_{Ed} = 3.25 \text{ kN}$ |
| | <i>Web-post</i> entre aberturas 1 e 2 | $V_{Ed} = 149.11 \text{ kN}$ |
| Número de conectores | Entre o apoio e o centro da abertura 1: | $n_{sc} = 6$ |
| | Acima da abertura 1: | $n_{sc,o} = 2$ |
| | Entre o apoio e o centro da abertura 9: | $n_{sc} = 50$ |
| | Acima da abertura 9: | $n_{sc,o} = 2$ |
| | Entre as aberturas 1 e 2: | $n_{sc,s} = 4$ |

A verificação da segurança aos estados limites últimos da secção transversal correspondente ao centro da abertura é efetuada para as aberturas 1 e 9. Tal acontece porque estão colocadas respetivamente nas zonas de esforço transversal e momento fletor máximos. No entanto, também é fundamental verificar a *web-post* na zona de esforço transversal máximo, ou seja, entre as aberturas 1 e 2 (secção 5.2.8). O esforço transversal nas aberturas é definido como o maior valor atuante nas suas extremidade enquanto na *web-post* é calculado no seu centro.

Considerando uma abertura retangular equivalente, as grandezas geométricas da secção transversal na zona do centro da abertura sofrem uma ligeira alteração. Além do comprimento e altura equivalentes da abertura, as dimensões dos T's também são modificadas. Na Tabela 17 são exibidas as dimensões geométricas da secção transversal na zona da abertura.

Tabela 17. Dimensões da secção transversal na zona da abertura considerando uma abertura retangular equivalente.

| <i>Dimensões da secção transversal na abertura</i> | |
|---|-------------------------------|
| Altura dos T's (h_T): | $h_T = 95 \text{ mm}$ |
| Altura da alma dos T's (d_w): | $d_w = 77.8 \text{ mm}$ |
| Área do banzo dos T's (A_f): | $A_f = 36.12 \text{ cm}^2$ |
| Área da alma dos T's (A_w): | $A_w = 8.64 \text{ cm}^2$ |
| Área dos T's (A_T): | $A_T = 47.02 \text{ cm}^2$ |
| Posição do eixo neutro elástico (z_{el}): | $z_{el} = 17.77 \text{ mm}$ |
| Altura efetiva entre os centros de massa dos T's (h_{eff}): | $h_{eff} = 514.47 \text{ mm}$ |

A posição do centro de gravidade dos T's é calculada pela equação (49), onde as porções de material que fazem a ligação do banzo com a alma do perfil metálico são desprezadas.

Anteriormente ao cálculo do momento fletor resistente na zona da abertura, convém verificar o grau de conexão entre a laje de betão e o perfil de aço. A verificação do grau de conexão pode ser feita de acordo com a expressão (11) na secção transversal a meio vão e, neste caso, corresponde à zona da abertura 9, onde o valor da resistência do perfil de aço ao esforço axial é igual a:

$$N_{a,Rd} = N_{a,b,Rd} + N_{a,t,Rd} = \frac{4702 \times 235}{1.0} \times 10^{-3} + \frac{4702 \times 235}{1.0} \times 10^{-3} = 2209.94 kN$$

O valor da resistência do banzo de betão à compressão depende da largura efetiva e, ignorando o espaçamento transversal dos conectores, o seu valor é igual a:

$$b_{eff,o} = \frac{L_e}{4} = \frac{10000}{4} = 2500 mm > b = 2000 mm, \text{ logo } b_{eff,o} = 2000 mm !$$

Consequentemente, a resistência do betão à compressão tem como valor:

$$N_{c,s,Rd} = \frac{0.85 f_{ck} b_{eff,o} h_c}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 30 \times 2000 \times 60}{1.5} \times 10^{-3} = 2040.00 kN$$

Uma vez que $N_{c,s,Rd} > N_{a,Rd}$, o grau de conexão pode ser estipulado como:

$$\eta = \frac{n_{sc} P_{Rd}}{N_{c,s,Rd}} = \frac{50 \times 35.93}{2040} = 0.88$$

Entretanto, para existir um comportamento dúctil do elemento misto, o grau de conexão tem de cumprir um valor mínimo requerido. Para vigas com $L_e < 25m$ e secções transversais simétricas, o valor do grau mínimo de conexão é dado por:

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0.75 - 0.03 L_e) \geq 0.4$$

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{235} \right) (0.75 - 0.03 \times 10) = 0.32, \text{ logo } \eta = 0.88 \geq 0.4 \geq 0.32, \text{ OK!}$$

Na abertura 1 também é essencial garantir que o esforço de compressão na laje seja superior a 40% do esforço de tração atuante no T inferior. No entanto, em primeiro lugar convém determinar os esforços atuantes de tração nas aberturas 1 e 9 (secção 5.2.5).

5.2.4. Armadura transversal

A verificação da armadura transversal da laje de betão com chapa perfilada consiste na seguinte expressão:

$$\frac{A_{sf} f_{sd}}{s_f} + A_p f_{yp,d} > \frac{\nu_{Ed} h_f}{\cot \theta}$$

Considerando o ângulo que a escora de compressão faz com o eixo da viga como o valor mais desfavorável, ou seja, $\theta = 45^\circ$, e a altura da superfície de rotura igual a $h_f = 60mm$, acontece que:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sf} f_{sd}}{s_f} + A_p f_{yp,d} &= 141 \times 434.8 \times 10^{-3} + 1450 \times 320 \times 10^{-3} = 525.30 \text{ kN/m} \\ \frac{\nu_{Ed} h_f}{\cot \theta} &= \frac{35.93}{1.0} \times 60 \times 10^{-3} = 2.156 \text{ kN/mm} = 179.63 \text{ kN/m} < 525.30 \text{ kN/m}, \text{ OK!} \end{aligned}$$

Para evitar o esmagamento das escoras comprimidas na laje de betão, a seguinte condição deve ser verificada:

$$\nu_{Ed} \leq \nu 0.85 f_{cd} \sin \theta \cos \theta$$

em que:

$$\nu = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.53$$

Logo:

$$\frac{179.63}{60} = 2.99 \text{ N/mm}^2 < 0.53 \times 0.85 \times \frac{30}{1.5} \times \sin(45) \cos(45) = 4.01 \text{ N/mm}^2, \text{ OK!}$$

5.2.5. Momento fletor

O método de cálculo simplificado do momento fletor resistente na zona da abertura resulta do equilíbrio de forças em redor da mesma. Desta forma, para a verificação da segurança à flexão na abertura 9, é indispensável o cálculo dos esforços resistentes de compressão no betão e tração no T inferior. Relativamente à resistência do betão à compressão, o seu valor é igual a:

$$N_{c,Rd} = \min(n_{sc} P_{Rd}; N_{c,s,Rd}) = \min(1796.35; 2040) = 1796.35 kN$$

e o esforço resistente de tração no T inferior é igual a:

$$N_{a,b,Rd} = \frac{4702 \times 235}{1.0} \times 10^{-3} = 1104.97 kN$$

Verificando que $N_{c,Rd} > N_{a,b,Rd}$, pode-se considerar que o eixo neutro plástico se encontra na laje de betão. De acordo com a secção 3.7.1, a força de tração no T superior é desprezada e, consequentemente, o valor do momento fletor resistente na zona da abertura é igual a:

$$M_{o,Rd} = N_{a,b,Rd} (h_{eff} + z_t + h_s - 0.5z_c)$$

em que:

$$z_c = \frac{N_{c,Rd}}{0.85 f_{cd} b_{eff,o}} = \frac{1796.35}{0.85 \times \frac{30}{1.5} \times 2000 \times 10^{-3}} = 52.83 mm$$

Logo:

$$M_{o,Rd} = 1104.97 \times (514.47 + 17.77 + 120 - 0.5 \times 52.83) \times 10^{-3}$$

$$M_{o,Rd} = 691.51 kN.m > M_{Ed} = 451.86 kN.m, \text{ OK!}$$

Quanto ao esforço de tração atuante no T inferior, que por sua vez irá influenciar o momento fletor de Vierendeel, pode ser determinado da seguinte forma:

$$N_{a,b,Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_{eff} + z_t + h_s - 0.5z_c} = \frac{451.86}{514.47 + 17.77 + 120 - 0.5 \times 52.83} \times 10^3$$

$$N_{a,b,Ed} = 722.03kN < N_{a,b,Rd} = 1104.97kN, \text{ OK!}$$

Da mesma maneira, é permissível verificar a resistência à flexão global da abertura 1, mas uma vez que é satisfeita para a secção transversal a meio vão, pode-se admitir que o mesmo acontece para as zonas próximas dos apoios. Contudo, é fundamental determinar os esforços axiais atuantes para a verificação do momento fletor de Vierendeel. Assim, na Tabela 18 estão apresentados os valores respetivos aos esforços axiais na abertura 1.

Tabela 18. Esforços axiais e momento fletor na abertura 1.

| $N_{c,Rd} (kN)$ | $N_{a,b,Rd} (kN)$ | $M_{o,Rd} (kN.m)$ | $N_{a,b,Ed} (kN)$ | $M_{Ed} (kN.m)$ |
|-----------------|-------------------|-------------------|-------------------|-----------------|
| 215.56 | 1104.97 | 591.70 | 157.05 | 101.94 |

O eixo neutro plástico da secção transversal do centro da abertura 1 localiza-se no perfil metálico porque $N_{a,b,Rd} > N_{c,Rd}$ e o momento fletor resistente é calculado através da equação (39). Como $N_{a,b,Ed} < N_{c,Rd}$ despreza-se a compressão no T superior, considerando-se o esforço atuante de compressão no betão igual a $N_{a,b,Ed}$. Desta forma, a conexão de corte é verificada para a abertura 1 porque sem a presença de esforço de compressão no T superior, a resistência dos conectores à compressão é superior a 40% do esforço de tração no T inferior, ou seja:

$$N_{c,Rd} = 215.56kN > 0.4N_{a,b,Ed} = 0.4 \times 157.05 = 62.82kN, \text{ OK!}$$

5.2.6. Esforço transversal

Posteriormente à verificação da segurança da viga alveolada para a flexão global é fundamental analisar a sua resistência ao esforço transversal, onde a análise recai essencialmente sobre a abertura 1. A resistência ao esforço transversal da secção de aço depende da área resistente dos T's que é determinada considerando a altura total da abertura circular. Para perfis laminados o seu valor de cálculo é igual a:

$$A_v = A - b_f t_f + (2r + t_w) \frac{t_f}{2} = 4480 - 210 \times 17.2 + (2 \times 24 + 11.1) \times \frac{17.2}{2}$$

$$A_v = 13.76cm^2$$

Consequentemente, o esforço transversal plástico resistente de cada secção T é igual

a:

$$V_{pl,t,Rd} = V_{pl,b,Rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{1376 \times 235 / \sqrt{3}}{1.0} \times 10^{-3} = 186.73 kN$$

A laje de betão também contribui para a resistência ao esforço transversal e o seu valor é determinado para uma largura reduzida, igual a:

$$b_w = b_f + 2h_{s,eff} = 210 + 2 \times (0.75 \times 120) = 390 mm$$

O esforço transversal resistente da laje de betão é igual a:

$$V_{c,Rd} = \max \left\{ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right\} b_w h_c ; (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w h_c \}$$

onde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{60}} = 2.93 \geq 2.0, \text{ logo } k = 2.0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w h_c} = \frac{141}{1000 \times 60} = 0.0024 < 0.02$$

$$b_{eff,o} = \frac{3L_e}{16} + \frac{x}{4} = \frac{3 \times 10000}{16} + \frac{600}{4} = 2025 mm > b = 2000 mm \rightarrow b_{eff,o} = 2000 mm$$

$$k_1 = 0.15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{c,Ed}}{b_{eff,o} h_c} = \frac{157.05 \times 10^3}{2000 \times 60} = 1.31 N / mm^2 < 0.2 f_{cd}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \times 2^{3/2} \times 30^{1/2} = 0.54 N / mm^2$$

Logo:

$$V_{c,Rd} = \max \left\{ (0.46 + 0.196) \times 390 \times 60 \times 10^{-3}; (0.54 + 0.196) \times 390 \times 60 \times 10^{-3} \right\}$$

$$V_{c,Rd} = \max \{15.36; 17.28\} = 17.28 kN$$

A secção transversal da abertura 1 tem um esforço transverso resistente total de:

$$V_{Rd} = V_{pl,t,Rd} + V_{pl,t,Rd} + V_{c,Rd} = 2 \times 186.73 + 17.28 = 390.74 kN$$

$$V_{Rd} = 390.74 kN > V_{Ed} = 162.31 kN, \text{ OK!}$$

5.2.7. Flexão de Vierendeel

Anteriormente à verificação da flexão de Vierendeel na abertura 1 é fundamental definir a distribuição de esforço transverso na secção transversal. Como dito anteriormente, a determinação da distribuição de esforço transverso pode levar a um processo de cálculo iterativo. No entanto, com intuito de simplificar, a distribuição pode ser estabelecida para que a flexão a meia altura na *web-post* seja minimizada. Para tal, o documento RT1356 (2012) propõe uma reformulação da expressão (61) acima mencionada, considerando $M_{wp,Ed} = 0$, em que:

$$V_{a,b,Ed} = \left(V_{Ed} - \frac{\Delta N_{cs} (z_t + h_s - 0.5h_c)}{s} \right) / 2$$

$$V_{a,b,Ed} = \left(149.11 - \frac{4 \times 35.93 \times (17.77 + 120 - 0.5 \times 60)}{0.55} \right) / 2 = 60.48 kN$$

Deste modo, a percentagem de esforço transverso a atuar no T inferior pode ser igual a:

$$\frac{V_{a,b,Ed}}{V_{Ed}} = \frac{60.48}{149.11} = 0.4056 \Rightarrow 40.56\% \approx 40\% \text{ de } V_{Ed}$$

Contudo, é essencial verificar se a distribuição de esforço transverso considerada é compatível com a expressão (29) que exprime:

$$V_{a,b,Ed} \leq 2M_{b,NV,Rd} / l_e$$

Como a secção transversal é de Classe 2, o momento fletor resistente dos T's pode ser calculado através de:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} (0.5d_w + t_f - z_{pl}) + \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \left(0.5t_f - z_{pl} + \frac{z_{pl}^2}{t_f} \right)$$

em que:

$$z_{pl} = \frac{A_f + A_w}{2b_f} = \frac{210 \times 17.2 + 77.8 \times 11.1}{2 \times 210} = 10.66 \text{ mm}$$

Logo:

$$M_{pl,Rd} = \frac{864 \times 235}{1.0} \times (0.5 \times 77.8 + 17.2 - 10.66) \times 10^{-6} + \frac{3612 \times 235}{1.0} \times \left(0.5 \times 17.2 - 10.66 + \frac{10.66^2}{17.2} \right) \times 10^{-6} = 13.08 \text{ kN.m}$$

Como o T inferior é sujeito a um esforço axial de tração, o seu momento fletor resistente pode ser estipulado como:

$$M_{pl,b,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right) = 13.08 \times \left(1 - \left(\frac{157.05}{1104.97} \right)^2 \right) = 12.82 \text{ kN.m}$$

Deste modo:

$$V_{a,b,Ed} \leq 2M_{pl,b,NV,Rd} / l_e \Leftrightarrow 60.48 \leq 2 \times \frac{12.82}{180} \times 10^{-3} \Leftrightarrow 60.48 \text{ kN} < 142.41 \text{ kN}, \text{ OK!}$$

Conclui-se que a distribuição de esforço transversal assumida é válida.

A verificação da flexão de Vierendeel é efetuada na zona da abertura 1, onde o esforço transversal atuante é superior ao da *web-post* adjacente. Adotando a mesma distribuição de esforço transversal, tem-se que:

$$V_{a,b,Ed} = 162.31 \times 0.4056 = 65.83 \text{ kN} < 142.41 \text{ kN}, \text{ OK!}$$

Admitindo que a laje de betão resiste ao esforço transversal na sua totalidade ($V_{c,Ed} = V_{c,Rd}$), o esforço transversal atuante no T superior é igual a:

$$V_{a,t,Ed} = V_{Ed} - (V_{c,Ed} + V_{a,b,Ed}) = 162.31 - (17.28 + 65.83) = 79.20 \text{ kN}$$

Uma vez que:

$$\rho_t = \frac{V_{a,t,E}}{V_{Rd}} = \frac{79.20}{186.73} = 0.42 < 0.5 \text{ e } \rho_b = \frac{V_{a,b,E}}{V_{Rd}} = \frac{65.83}{186.73} = 0.35 < 0.5, \text{ OK!}$$

Não existe redução da espessura da alma dos T's superior e inferior.

O momento fletor resistente de Vierendeel também possui uma componente devido à interação do T superior com a laje de betão e, pode ser estabelecida como:

$$M_{vc,Rd} = n_{sc,o} P_{Rd} (h_s + z_t - 0.5h_c) k_o$$

em que:

$$k_o = 1 - \frac{l_e}{25h_t} = 1 - \frac{180}{25 \times 95} = 0.92$$

Logo:

$$M_{vc,Rd} = 2 \times 35.93 \times (120 + 17.77 - 0.5 \times 60) \times 0.92 = 7.16 \text{ kN.m}$$

A verificação da resistência ao momento fletor de Vierendeel deve ser estipulada como:

$$2M_{b,NV,Rd} + 2M_{t,NV,Rd} + M_{vc,Rd} \geq V_{Ed} l_e$$

$$2 \times 12.82 + 2 \times 13.08 + 7.16 = 58.95 \text{ kN.m} > 162.31 \times 180 \times 10^{-3} = 29.22 \text{ kN.m}, \text{ OK!}$$

5.2.8. *Web-post*

A *web-post* é uma zona da viga bastante crítica para a possibilidade de ocorrer a rotura das vigas alveoladas com aberturas adjacentes, essencialmente nos locais de esforço transversal elevado. Como descrito anteriormente, a verificação da segurança passa pelo controlo da flexão, esforços de corte longitudinal e encurvadura da *web-post* entre as aberturas 1 e 2. No entanto, a distribuição de esforço transversal adotada nas secções T leva a que o momento fletor atuante a meia altura na *web-post* não condicione o dimensionamento, uma vez que o seu valor é igual a zero.

Apesar de não ser fundamental efetuar a verificação da segurança da *web-post* à flexão, o momento fletor resistente elástico pode ser estabelecido como:

$$M_{wp,Rd} = \frac{s_o^2 t_w}{6} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{150 \times 11.1}{6} \times \frac{235}{1.0} \times 10^{-6} = 9.78 kN.m$$

Relativamente ao esforço de corte longitudinal, o valor atuante pode ser determinado, em primeiro lugar, admitindo conexão total ($\Delta N_{cs} \geq V_{wp,Ed}$) em que:

$$V_{wp,Ed} = \frac{V_{Ed} s}{h_{eff} + z_t + h_s - 0.5 h_c} = \frac{149.11 \times (400 + 150)}{514.47 + 17.77 + 120 - 0.5 \times 60} = 131.80 kN$$

se

$$\Delta N_{cs} = n_{sc,s} P_{Rd} = 4 \times 35.93 = 143.71 kN > V_{wp,Ed} = 131.80 kN, \text{ OK!}$$

Deste modo, verifica-se que o esforço de corte longitudinal atuante pode ser determinado segundo a situação de conexão total.

A resistência ao esforço de corte longitudinal é estipulada de acordo com a expressão (58) como:

$$V_{wp,Rd} = \frac{s_o t_w \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{150 \times 11.10 \times \frac{235}{\sqrt{3}}}{1.0} \times 10^{-3},$$

$$V_{wp,Rd} = 225.90 kN > V_{wp,Ed} = 131.80 kN, \text{ OK!}$$

Uma vez que $s_o = 150 \text{ mm} < d_o = 400 \text{ mm}$, a encurvadura da *web-post* deve ser analisada para o caso de aberturas adjacentes, onde o esforço de compressão atuante deriva exclusivamente do esforço de corte longitudinal porque a flexão a meia altura é igual a zero, tal como:

$$N_{wp,Ed} = V_{wp,Ed} + \frac{|M_{wp,Ed}|}{d_o/2} = 131.80 + 0 = 131.80 kN$$

Para o cálculo da resistência à encurvadura da *web-post* entre aberturas adjacentes, é essencial determinar o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante. No entanto, o coeficiente de redução depende da esbelteza normalizada definida para aberturas circulares, conforme:

$$\bar{\lambda} = \frac{1.75 \sqrt{s_o^2 + d_o^2}}{t_w} \frac{1}{\lambda_1}$$

em que:

$$\lambda_1 = 94 \sqrt{235 / f_y} = 94 \times \sqrt{235 / 235} = 94$$

Logo:

$$\bar{\lambda} = \frac{1.75 \times \sqrt{150^2 + 400^2}}{11.10} \times \frac{1}{94} = 0.72$$

O perfil de aço utilizado consiste numa secção laminada e, como tal, é usado a curva de encurvadura b ($\alpha = 0.34$) para o cálculo do coeficiente de redução estabelecido de acordo com:

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

em que:

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5(1 + 0.34 \times (0.72 - 0.2) + 0.72^2) = 0.84$$

Logo:

$$\chi = \frac{1}{0.84 + (0.84^2 - 0.72^2)^{0.5}} = 0.77$$

Finalmente, a resistência à encurvadura da *web-post* é definida conforme:

$$N_{wp,Rd} = \chi \frac{s_o t_w f_y}{\gamma_{M1}} = 0.77 \times \frac{150 \times 11.10 \times 235}{1.0} \times 10^{-3}$$

$$N_{wp,Rd} = 302.97 kN > N_{wp,Ed} = 131.80 kN, \text{ OK!}$$

5.2.9. Restrições do esforço transversal

Apesar das verificações anteriores serem cumpridas, pode-se analisar as restrições do esforço transversal em relação às situações de flexão e encurvadura da *web-post*. Como tal,

as restrições são verificadas para aberturas circulares admitindo conexão total, uma vez que o esforço de corte longitudinal foi determinado adotando a mesma situação. Assim, o esforço transversal resistente condicionado pela flexão pode ser calculado como:

$$V_{Rd} = \left(2 M_{wp,Rd} / s + 4 M_{b,NV,Rd} / l_o \right) \frac{h_{eff} + h_s - 0.5h_c}{h_{eff}}$$

$$V_{Rd} = \left(\frac{2 \times 9.78}{550} + \frac{4 \times 12.52}{400} \right) \times \frac{514.47 + 120 - 0.5 \times 60}{514.47} \times 10^3$$

$$V_{Rd} = 368.58 kN > V_{Ed} = 149.11 kN, \text{ OK!}$$

No que diz respeito ao esforço transversal resistente limitado pelo efeito de encurvadura, pode ser estabelecido também para conexão total conforme:

$$V_{Rd} = \left(N_{wp,Rd} (d_o / s) + 4 M_{b,NV,Rd} / l_e \right) \frac{h_{eff} + h_s - 0.5h_c}{h_{eff} + d_o}$$

$$V_{Rd} = \left(\frac{302.97 \times 400}{550} + \frac{4 \times 12.52}{400} \right) \times \frac{514.47 + 120 - 0.5 \times 60}{514.47 + 400}$$

$$V_{Rd} = 228.38 kN > V_{Ed} = 149.11 kN, \text{ OK!}$$

Apesar de não ser explícito na publicação SCI: P355 (Lawson e Hicks, 2011) qual o valor de momento fletor resistente do T inferior a considerar na *web-post*, relativo às aberturas 1 e 2, foi ponderado a média entre os dois valores ($M_{b,NV,Rd} = 12.52 kN.m$).

No Anexo 2 é possível consultar todos os valores de cálculo para todas as aberturas e *web-posts*.

5.2.10. Fase de construção

Na fase de construção, os parâmetros anteriores são novamente verificados tendo em conta exclusivamente o perfil metálico, onde a contribuição da laje de betão é ignorada. De acordo com a equação (6.13) do Eurocódigo 3, o momento fletor resistente para secções transversais de Classe 1 ou 2 pode ser estabelecido conforme:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 \times 235}{1.0} \times 10^{-3} = 654.95 kN.m$$

Relativamente à secção transversal da abertura, o momento fletor resistente pode ser estipulado de acordo com:

$$M_{o,Rd} = M_{Rd} - \frac{t_w d_o^2 f_y}{6} = 654.95 - \frac{11.10 \times 400^2 \times 235}{6} \times 10^{-6}$$

$$M_{o,Rd} = 585.39 kN.m > M_{Ed} = 163.41 kN.m, \text{ OK!}$$

A Tabela 19 indica os valores a considerar para as aberturas 1 e 9 na fase de construção.

Tabela 19. Esforços axiais e momentos fletores na fase de construção.

| Parâmetro | Zona | Valor |
|---------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Momento fletor | Abertura 1 | $M_{Ed} = 36.86 \text{ kN.m}$ |
| | Abertura 9 | $M_{Ed} = 163.41 \text{ kN.m}$ |
| Esforço transversal | Abertura 1 | $V_{Ed} = 58.70 \text{ kN}$ |
| | Abertura 9 | $V_{Ed} = 1.18 \text{ kN}$ |
| | Web-post entre aberturas 1 e 2 | $V_{Ed} = 53.92 \text{ kN}$ |
| | Máximo | $V_{Ed} = 65.36 \text{ kN}$ |

A verificação ao esforço transversal na fase de construção também é satisfeita, uma vez que $V_{pl,Rd} = 373.45 \text{ kN}$ é bastante superior a $V_{Ed} = 65.36 \text{ kN}$.

Considerando um esforço de compressão desenvolvido no T superior igual a um esforço de tração no T inferior, o seu valor pode ser determinado respetivamente para as aberturas 1 e 9 como:

$$N_{a,b,Ed} = \frac{M_{o,Ed}}{h_{eff}} = \frac{36.86}{514.47} \times 10^3 = 71.66 kN < N_{a,b,Rd} = 1104.97 kN, \text{ OK!}$$

$$N_{a,b,Ed} = \frac{163.41}{514.47} \times 10^3 = 317.62 kN < N_{a,b,Rd} = 1104.97 kN, \text{ OK!}$$

No que diz respeito ao momento fletor de Vierendeel, acontece que nesta situação o T superior do perfil metálico é também sujeito a uma redução do momento fletor resistente devido à presença de esforço axial, onde os valores de cálculo são análogos para os dois T's. Em relação à abertura 1 podem ser estipulados conforme:

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right) = 13.08 \times \left(1 - \left(\frac{71.66}{1104.97} \right)^2 \right) = 13.03 kN.m$$

A verificação de Vierendeel na fase de construção é estabelecida de acordo com:

$$4M_{pl,NV,Rd} \geq V_{Ed} l_e$$

$$4 \times 13.03 = 52.10 kN.m > 58.70 \times 180 \times 10^{-3} = 10.57 kN.m, \text{ OK!}$$

Relativamente à verificação da segurança da *web-post* na fase construção, pode-se admitir que uma vez verificada para a fase de utilização também verifica para a fase de construção, onde as cargas são superiores e a distribuição de esforço transversal incidiu essencialmente no perfil metálico. No entanto, no Anexo 3 encontram-se as tabelas relativas à análise da fase de construção para todas as aberturas e *web-posts*.

5.3. Estados limites de utilização

Na verificação aos estados limites de utilização decide-se usar a combinação característica de ações para a análise da deformação e avaliação das vibrações, apesar da verificação das vibrações ser normalmente efetuada considerando a combinação frequente de ações. Deste modo, o valor de cálculo da combinação de ações é conservador e igual a:

$$G_k + Q_k = 10 + 15 = 20.61 kN/m$$

Admitindo uma construção não escorada, a deformação de uma viga mista alveolada pode ser estipulada de acordo com:

$$\delta = \delta_a + \delta_c + \delta_{add}$$

A primeira componente δ_a , corresponde à deformação do perfil metálico provocada pelas cargas permanentes, onde a carga de construção é desprezada. O valor da flecha pode ser estipulado conforme:

$$\delta_a = \frac{5gL^4}{384E_a I_y} = \frac{5 \times (1.05 + 0.2 + 0.1 + 6) \times 10^4}{384 \times 210 \times 67120} \times 10^5 = 6.79 mm$$

A flecha δ_c corresponde à ação da carga variável juntamente com o peso dos acabamentos. No seu cálculo, é essencial definir o coeficiente de homogeneização como:

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{E_a}{\frac{E_{cm}}{2}} = \frac{210}{\frac{33}{2}} = 12.73$$

Para determinar o momento de inércia da secção homogeneizada, calcula-se em primeiro lugar o centro de gravidade da secção mista, ou seja:

$$y_G = \frac{A_c y_1 + A y_2}{A_c + A} = \frac{60 \times \frac{2000}{12.73} \times \frac{60}{2} + 13400 \times \left(\frac{550}{2} + 120 \right)}{60 \times \frac{2000}{12.73} + 13400} = 244.25mm$$

O momento de inércia da secção homogeneizada pode ser determinado conforme:

$$I_y = I_{y,a} + A \left(\frac{h}{2} + h_s \right)^2 + \frac{b_{eff} h_c}{12n} + \frac{b_{eff} h_c}{n} \left(y_G - \frac{h_c}{2} \right)^2 = 141135cm^4$$

Consequentemente, a flecha correspondente à viga mista é igual a:

$$\delta_c = \frac{5qL^4}{384E_a I_y} = \frac{5 \times (3+15) \times 10^4}{384 \times 210 \times 141135} \times 10^5 = 7.91mm$$

A deformação adicional devido à presença de aberturas pode ser determinada de acordo com:

$$\frac{\delta_{add}}{\delta_a + \delta_c} = 0.7 n_o k_o \left(\frac{l_o}{L} \right) \left(\frac{d_o}{h} \right) = 0.7 \times 17 \times 1.5 \times \left(\frac{400}{10 \times 10^3} \right) \times \left(\frac{400}{550} \right) = 0.52$$

$$\delta_{add} = 0.52 \times (\delta_a + \delta_c) = 0.52 \times (6.79 + 7.91) = 7.63mm$$

O valor da deformação total da viga mista alveolada, considerando a designação de pavimentos em geral de acordo com a Tabela 8, tem de ser inferior a $L/250$, ou seja:

$$\delta = 6.79 + 7.91 + 7.63 = 22.33mm < L/250 = 40mm, \text{ OK!}$$

Na avaliação das vibrações, a frequência admissível de uma viga mista alveolada inserida num parque de estacionamento tem de ser superior a 3 Hz, como referido na Tabela 9. Deste modo, a frequência própria da viga mista pode ser estabelecida conforme:

$$f = \frac{17.8}{\sqrt{\delta}} = \frac{17.8}{\sqrt{22.33}} = 3.77 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}, \text{ OK!}$$

5.4. Situação de incêndio

5.4.1. Ações

A definição da carga atuante em situação de incêndio pode ser feita através da determinação do fator η_{fi} , em que:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} = \frac{10.11 + 0.7 \times 15}{1.35 \times 10.11 + 1.5 \times 15} = 0.570$$

O valor de cálculo da carga total atuante em situação de incêndio é igual a:

$$0.570 \times 36.15 = 20.61 \text{ kN/m}$$

5.4.2. Temperatura crítica

O cálculo da temperatura crítica baseia-se no método iterativo do documento RT1356 (2012), enunciado anteriormente no Capítulo 4. Uma vez mais, são analisadas para a situação de incêndio as aberturas 1 e 9 e a *web-post* entre as aberturas 1 e 2. Na Tabela 20 são expostos os valores máximos atuantes nas secções transversais em análise.

Tabela 20. Valores máximos atuantes em situação de incêndio.

| $M_{fi,Ed}$ (kN.m) | $N_{fi,a,b,Ed}$ (kN) | $V_{fi,Ed}$ (kN) | $M_{fi,v,Ed}$ (kN.m) | $V_{fi,wp,Ed}$ (kN) | $M_{fi,wp,Ed}$ (kN.m) | $N_{fi,wp,Ed}$ (kN) |
|-----------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|------------------------|
| 257.63 | 414.03 | 92.54 | 16.66 | 75.15 | 0.00 | 75.15 |

Os valores atuantes de momento fletor e esforço axial correspondem à abertura 9. O esforço axial de tração no T inferior resulta da expressão (38) e, neste caso, considera-se $z_c = h_c$ onde se obtém um valor mais conservador. No que diz respeito à flexão de Vierendeel

e ao esforço transversal, os resultados apresentados pertencem à abertura 1. Os restantes fenómenos tabelados são associados à *web-post* entre as aberturas 1 e 2.

Tabela 21. Temperatura crítica – fenómenos associados às aberturas.

| $\theta_{f,b}$ (°C) | Δ (°C) | $M_{fi,Rd}$ (kN.m) | F | $N_{fi,a,b,Rd}$ (kN) | F | $V_{fi,Rd}$ (kN) | F | $M_{fi,v,Rd}$ (kN.m) | F |
|------------------------|------------------|-----------------------|------|-------------------------|------|---------------------|------|-------------------------|------|
| 400 | 100 | 660,5 | 0,39 | 1048,2 | 0,39 | 385,4 | 0,24 | 60,7 | 0,27 |
| 500 | 50 | 512,7 | 0,50 | 814,1 | 0,51 | 341,8 | 0,27 | 54,7 | 0,30 |
| 450 | 25 | 587,1 | 0,44 | 932,1 | 0,44 | 364,4 | 0,25 | 57,8 | 0,29 |
| 475 | 12 | 550,5 | 0,47 | 874,0 | 0,47 | 353,9 | 0,26 | 56,3 | 0,30 |
| 487 | 6 | 532,9 | 0,48 | 846,1 | 0,49 | 348,9 | 0,27 | 55,6 | 0,30 |
| 493 | 3 | 523,8 | 0,49 | 831,7 | 0,50 | 345,9 | 0,27 | 55,2 | 0,30 |
| 490 | - | 528,5 | 0,49 | 839,1 | 0,49 | 347,6 | 0,27 | 55,4 | 0,30 |

Recorrendo a uma folha de cálculo Excel conseguiu-se determinar a temperatura crítica do banzo inferior, $\theta_{f,b} = 490^\circ\text{C}$ (Tabela 21 e Tabela 22). Pode-se observar na Tabela 21 que o fenómeno condicionante no cálculo da temperatura crítica é a encurvadura da *web-post*, cujo fator F (diferença entre o valor atuante e o valor resistente) admite um valor de 1.00 para a temperatura crítica de 490°C . Este valor foi obtido após algumas iterações, onde se começou por considerar uma temperatura inicial de 400°C . Através da determinação desta temperatura crítica poder-se-á projetar a espessura do material de proteção passiva.

Tabela 22. Temperatura crítica – fenómenos associados à *web-post*.

| $\theta_{f,b}$ (°C) | Δ (°C) | $V_{fi,wp,Rd}$ (kN) | F | $M_{fi,wp,Rd}$ (kN.m) | F | $N_{fi,wp,Rd}$ (kN) | F | $V_{fi,Rd}$ (flexão) | F | $Vf_{i,Rd}$ (enc.) | F |
|------------------------|------------------|------------------------|------|--------------------------|------|------------------------|------|-------------------------|------|-----------------------|------|
| 400 | 100 | 162,2 | 0,46 | 7,02 | 0,00 | 152,2 | 0,49 | 361,6 | 0,24 | 157,0 | 0,54 |
| 500 | 50 | 79,1 | 0,95 | 3,42 | 0,00 | 68,7 | 1,09 | 266,3 | 0,32 | 96,7 | 0,88 |
| 450 | 25 | 116,7 | 0,64 | 5,05 | 0,00 | 105,1 | 0,72 | 314,4 | 0,27 | 124,7 | 0,68 |
| 475 | 12 | 96,7 | 0,78 | 4,19 | 0,00 | 85,2 | 0,88 | 291,2 | 0,29 | 110,2 | 0,77 |
| 487 | 6 | 88,2 | 0,85 | 3,82 | 0,00 | 77,3 | 0,97 | 280,3 | 0,30 | 104,0 | 0,82 |
| 493 | 3 | 84,0 | 0,89 | 3,64 | 0,00 | 73,3 | 1,03 | 274,2 | 0,31 | 100,7 | 0,84 |
| 490 | - | 86,1 | 0,87 | 3,73 | 0,00 | 75,3 | 1,00 | 277,6 | 0,31 | 102,4 | 0,83 |

A Tabela 23 expressa as temperaturas relativas às restantes secções da viga calculadas através de fórmulas simplificadas apresentadas na secção 4.5. Na Tabela 24 são apresentados os valores dos fatores de redução das propriedades dos materiais constituintes da viga mista alveolada, em situação de incêndio, para as temperaturas consideradas.

No Anexo 4 encontra-se como exemplo, a verificação da segurança da viga mista alveolada em situação de incêndio, considerando a temperatura crítica de 490°C no banzo inferior.

Tabela 23. Distribuição da temperatura na secção transversal.

| $\theta_{f,b}$ (°C) | $\theta_{w,b}$ (°C) | $\theta_{f,t}$ (°C) | $\theta_{w,t}$ (°C) | θ_{sc} (°C) | θ_c (°C) | θ_{wp} (°C) |
|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|
| 400 | 408 | 280 | 286 | 224 | 112 | 520 |
| 500 | 510 | 350 | 337 | 280 | 140 | 650 |
| 450 | 456 | 315 | 321 | 252 | 126 | 585 |
| 475 | 485 | 333 | 339 | 266 | 133 | 618 |
| 487 | 497 | 341 | 348 | 273 | 136 | 633 |
| 493 | 503 | 345 | 352 | 276 | 138 | 641 |
| 490 | 500 | 343 | 350 | 274 | 137 | 637 |

Tabela 24. Fatores de redução dos materiais em situação de incêndio.

| $\theta_{f,b}$ (°C) | $k_{y,\theta_{f,b}}$ | $k_{y,\theta_{w,b}}$ | $k_{y,\theta_{f,t}}$ | $k_{y,\theta_{w,t}}$ | $k_{u,\theta}$ | $k_{c,\theta}$ | $k_{y,\theta_{wp}}$ | $k_{E,\theta_{wp}}$ |
|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------|----------------|---------------------|---------------------|
| 400 | 1.00 | 0.98 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 0.99 | 0.72 | 0.54 |
| 500 | 0.78 | 0.75 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 0.98 | 0.35 | 0.22 |
| 450 | 0.89 | 0.87 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 0.99 | 0.52 | 0.35 |
| 475 | 0.84 | 0.81 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 0.98 | 0.43 | 0.28 |
| 487 | 0.81 | 0.79 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 0.98 | 0.39 | 0.25 |
| 493 | 0.80 | 0.77 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 0.98 | 0.37 | 0.24 |
| 490 | 0.80 | 0.78 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 0.98 | 0.38 | 0.24 |

6. ANÁLISE NUMÉRICA

Este capítulo apresenta uma modelação numérica, da viga alveolada considerada no exemplo prático do Capítulo 5, a partir do programa de cálculo SAFIR (Franssen, 2005) baseado no método dos elementos finitos, e uma respetiva comparação de resultados com os valores obtidos pelos métodos de cálculo simplificados.

O programa de cálculo SAFIR foi desenvolvido na Universidade de Liège para a análise não-linear geométrica e material de estruturas em situação de incêndio (Lopes *et al.*, 2005). No entanto, o mesmo programa de cálculo também pode ser usado para a análise de estruturas à temperatura normal.

6.1. SAFIR

Nesta secção é efetuada uma pequena introdução ao programa de cálculo SAFIR que permite dois métodos divergentes de cálculo: análise térmica e análise mecânica. São abordadas as suas principais componentes, focadas essencialmente nos elementos de viga bidimensionais (2D) e nos elementos de casca, uma vez que foram utilizados para a conceção dos modelos numéricos. Os elementos de viga são elementos finitos lineares que admitem a presença de momentos fletores, esforços axiais e transversais, enquanto os elementos de casca são definidos como elementos finitos no plano (Lopes, 2009).

6.1.1. Análise térmica

A análise térmica de uma estrutura, através da utilização de elementos bidimensionais (2D) aplicados nas secções transversais dos elementos de viga e na espessura dos elementos de casca, é usual para o caso em que a estrutura está sujeita à situação de incêndio.

Nos elementos de viga pode dar-se o caso em que a distribuição de temperaturas da secção seja não uniforme, mas no entanto, não acontece a transferência de calor ao longo dos seus eixos. Esta situação aplica-se a estruturas compostas por vários elementos estruturais com diferentes secções transversais e exposições ao fogo, em que a sua análise térmica recai sobre a análise individual de cada elemento estrutural. Com esta metodologia,

as temperaturas da secção transversal são armazenadas para uma posterior análise estrutural onde todas as secções estão presentes.

A distribuição de temperatura nos elementos de casca é não uniforme na sua espessura, mas não existe a transferência de calor no plano do elemento. A espessura e quantidade de elementos de casca são independentes do número e posição dos pontos de integração utilizados na análise estrutural, onde as temperaturas nos pontos de integração são linearmente interpoladas a partir das temperaturas dos nós (Franssen, 2011).

6.1.2. Análise mecânica

Na análise mecânica estrutural, as cargas são aplicadas na estrutura onde vários elementos podem ser considerados, assim como, elementos de treliça (feitos a partir de um único tipo de material com temperaturas uniformes por cada elemento), elementos de viga bidimensionais e tridimensionais e elementos de casca.

O método de cálculo é baseado num processo incremental que permite a leitura de dados até à rotura da estrutura, tais como:

- Deslocamento de cada nó da estrutura;
- Esforços axiais, esforços transversos e momentos fletores nos pontos de integração de cada elemento finito;
- Deformações, tensões e módulos tangentes em cada malha dos pontos de integração de cada elemento finito (Franssen, 2011).

Os elementos finitos referidos anteriormente permitem a consideração de grandes deslocamentos, onde a integração é determinada numericamente através do método de Gauss. Neste tipo de análise existe a possibilidade de impor deslocamentos e considerar os efeitos de deformações térmicas (Lopes, 2009).

6.1.2.1. Elemento de viga

O elemento de viga não contabiliza o fenómeno de encurvadura local, uma vez que, as secções planas antes da deformação provocada pela flexão permanecem planas após este efeito (Teorema de Bernoulli). Estes elementos devem ser usados para perfis metálicos de Classe 1 ou 2. A plastificação é apenas considerada nas direcções longitudinais do elemento porque são usados apenas modelos constitutivos uniaxiais (Lopes, 2009).

Um modelo de fibra é usado para descrever a geometria de uma secção transversal de um elemento de viga, sendo dividida em fibras menores, tais como: triângulos e retângulos. O comportamento da fibra é determinado no seu centro e permanece constante em toda a sua área. Cada fibra tem o seu próprio material, o que permite a elaboração de secções mistas com materiais diferentes. Neste modelo, cada uma das fibras possui temperaturas, deformações e tensões constantes. Também admite a ponderação de tensões residuais consideradas através da introdução de deformações iniciais (Franssen *et al.*, 2002).

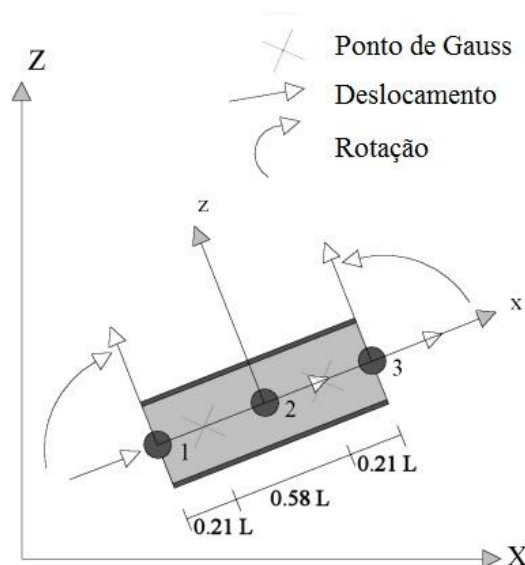


Figura 31. Elemento finito de viga bidimensional (2D) (Lopes, 2009).

Os elementos de viga bidimensionais (Figura 31) podem ser definidos por três nós, em que dois dos nós são definidos como as suas extremidades e admitem, cada um, três graus de liberdade: dois deslocamentos e uma rotação. Relativamente ao terceiro nó, posicionado no centro do elemento, admite apenas um grau de liberdade: deslocamento (Franssen, 2011).

6.1.2.2. Elemento de casca

A aptidão de combinar um estado de resistência à flexão com um estado de resistência axial, no interior de uma superfície denominada por estado de membrana, caracteriza os elementos de casca.

Os elementos de casca são definidos no programa de cálculo SAFIR através de quatro pontos de integração na superfície do elemento. O processo de integração, em cada

direção nos elementos de casca, resulta do método de Gauss. A quantidade de camadas na espessura do elemento pode variar entre um valor mínimo de duas camadas e um valor máximo correspondente a nove camadas, onde cada ponto de integração admite seis graus de liberdade: três rotações e três deslocamentos (Franssen, 2011).

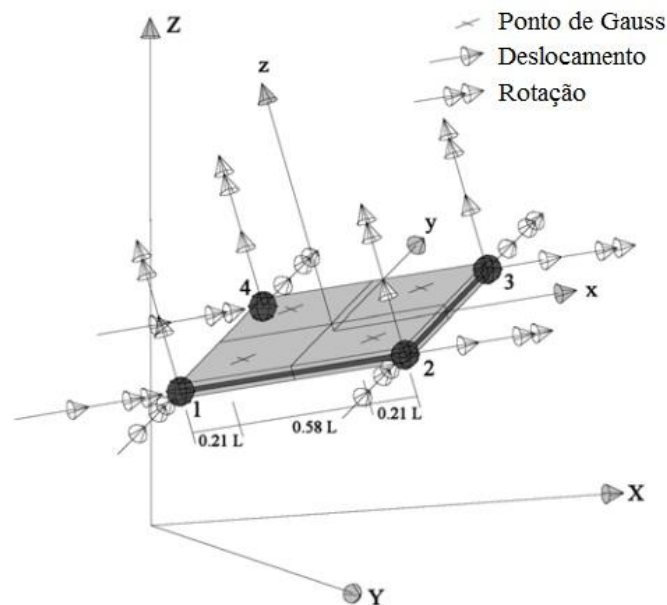


Figura 32. Elemento finito de casca (Lopes, 2009).

6.2. Viga metálica alveolada

Nesta secção é apresentada a carga de colapso, em relação à temperatura normal, para a viga metálica alveolada considerada no Capítulo 5 correspondente à fase de construção.

6.2.1. Temperatura normal

A representação da viga metálica alveolada foi efetuada através da consideração de uma malha de elementos finitos de casca, como mostra a Figura 33, para serem verificados os fenómenos de encurvadura local. A viga alveolada é simplesmente apoiada e encontra-se travada lateralmente para evitar o potencial fenómeno de encurvadura lateral. Na representação de uma carga uniformemente distribuída, foram consideradas várias cargas unitárias aplicadas ao longo do vão e do banzo superior da viga.

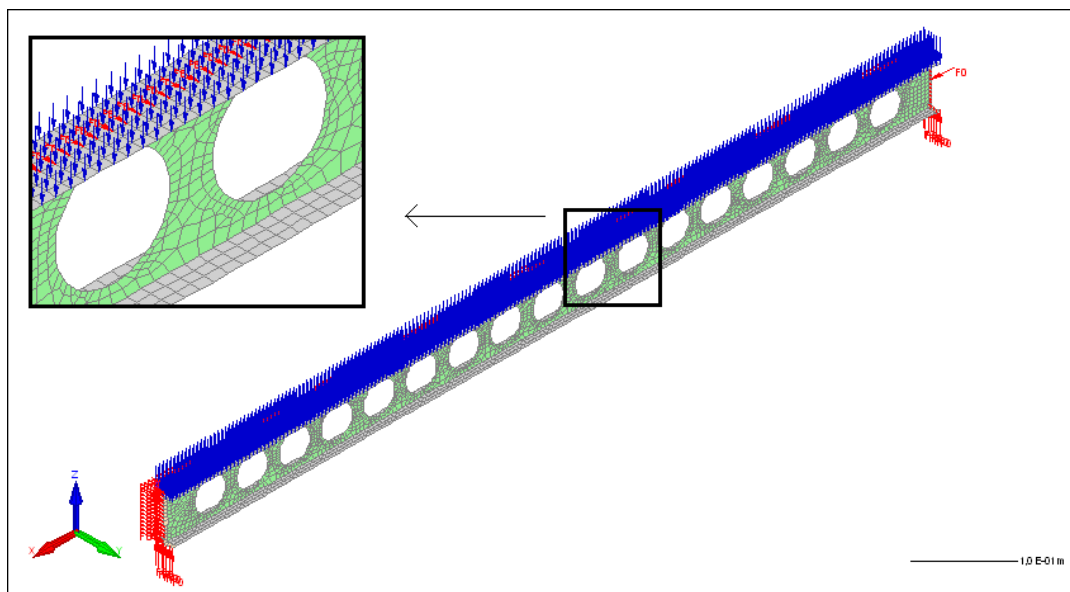


Figura 33. Modelo da viga metálica alveolada.

Inicialmente, na viga alveolada considerou-se uma deformação idêntica à deformação usada num estudo paramétrico de vigas alveoladas em situação de incêndio, desenvolvido por (Vassart *et al.*, 2010). Esta deformação resulta no produto da curva seno na altura do perfil metálico com a curva cosseno no comprimento da viga, em que a amplitude máxima foi de 2 mm.

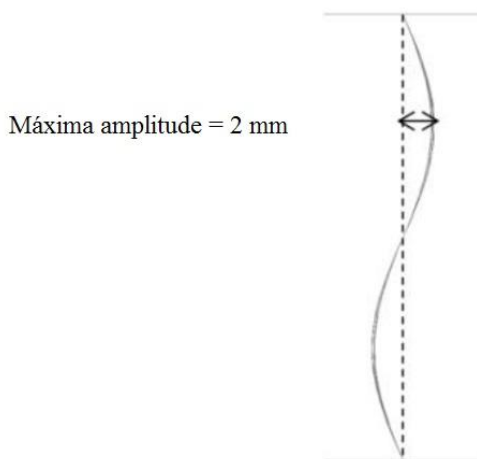


Figura 34. Deformação inicial (Vassart *et al.*, 2010).

A Figura 35 mostra a rotura da viga metálica alveolada para uma carga de colapso igual a 42.88 kN/m com um tempo de 357 segundos. Através desta figura é possível observar que a rotura da viga ocorre por flexão global a meio vão, onde os deslocamentos são visíveis para uma ampliação de 10 vezes.

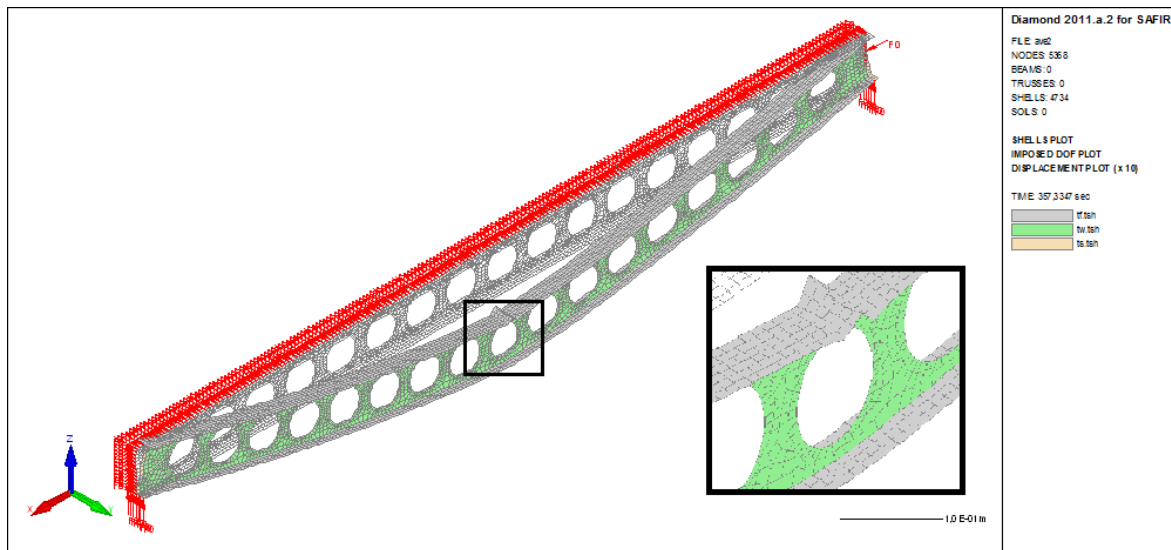


Figura 35. Rotura da viga metálica alveolada à temperatura normal.

6.3. Viga mista alveolada

Esta secção apresenta a carga de colapso à temperatura normal e o tempo de rotura em situação de incêndio da viga mista alveolada considerada no Capítulo 5, relativamente à fase de utilização.

6.3.1. Temperatura normal

Nesta situação, o perfil metálico é idêntico ao da secção anterior e a laje de betão é representada através de um elemento de viga bidimensional. A laje considerada representa aproximadamente a laje de betão com chapa perfilada usada no Capítulo 5, onde foi considerado no modelo numérico só a área de betão existente acima da altura da chapa perfilada (h_p), desprezando o betão inserido nas suas nervuras transversais. No modelo numérico a conexão entre os dois elementos é definida como conexão total.

A Figura 36 ilustra o colapso da viga mista alveolada para uma carga atuante de $89.22kN/m$ ao fim de um tempo de 743 segundos, onde novamente a flexão global está na origem da sua rotura.

Pode ser observado na Figura 37 as direções das tensões principais atuantes nesta viga para a carga de colapso, onde é visível o efeito de tensões de compressão e tração em redor das aberturas mais próximas dos apoios.

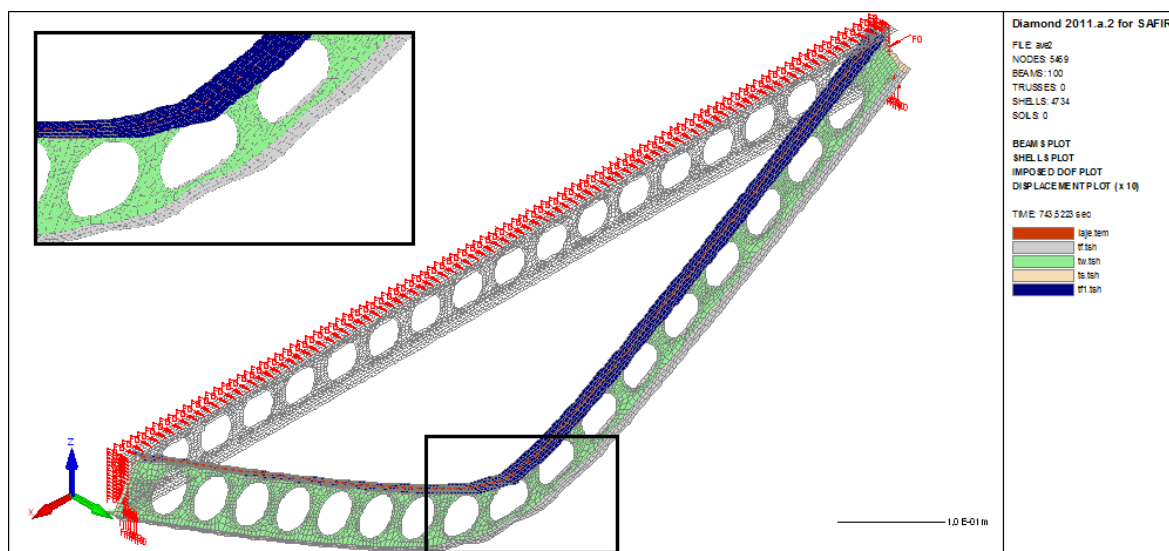


Figura 36. Rotura da viga mista alveolada à temperatura normal.

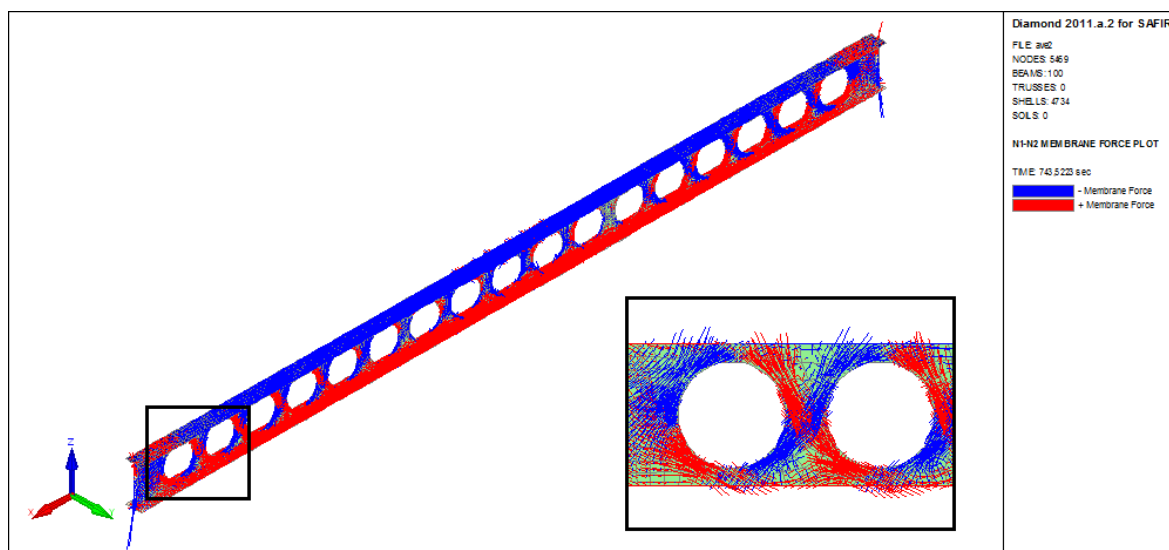


Figura 37. Direções das tensões principais na viga mista à temperatura normal.

6.3.2. Situação de incêndio

Na situação de incêndio, o modelo numérico representativo da viga mista alveolada é análogo à malha de elementos finitos adotada no cálculo da carga de colapso à temperatura normal.

A carga atuante considerada em situação de incêndio é de 20.61 kN/m (secção 5.4.1), provocando a rotura da viga mista alveolada a meio vão ao fim de 1193 segundos (Figura 38). Uma vez mais, o modo de rotura associado à viga mista alveolada é a flexão global.

No entanto, pode-se observar a existência de pequenas encurvaduras das *web-posts* adjacentes à abertura central (abertura 9).

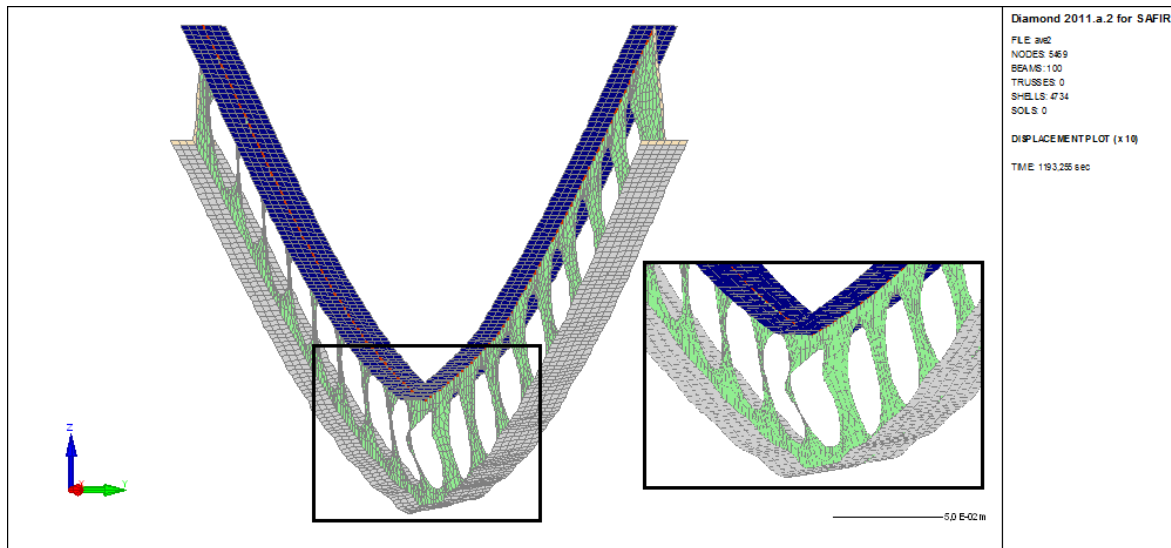


Figura 38. Rotura da viga mista alveolada em situação de incêndio.

6.4. Comparação de resultados

No primeiro exemplo, ou seja, na viga metálica alveolada, determinou-se através dos métodos de cálculo simplificados na secção 5.2.10, um valor de cálculo de resistência à flexão de $M_{o,Rd} = 585.39 kN.m$. Com este valor obteve-se uma carga de colapso de $46.83 kN/m$. Assim, foi possível verificar nesta situação que a carga de colapso obtida pelos métodos de cálculo simplificados é superior à carga de colapso resultante do programa SAFIR ($46.83 kN/m > 42.88 kN/m$). No entanto, como os valores alcançados são bastante próximos, pode-se considerar que o dimensionamento pelos métodos de cálculo analíticos de vigas metálicas alveoladas pode ser tido em consideração.

Na viga mista alveolada a situação é diferente para o dimensionamento à temperatura normal. Na secção 5.2.5 foi determinado o momento fletor resistente da secção mista a meio vão de $M_{o,Rd} = 691.51 kN.m$, originando uma carga de colapso de $55.32 kN/m$. Apesar de no modelo numérico ser considerada a conexão total, o que leva a um maior valor resistente à flexão, é possível observar que os métodos de cálculo simplificados são bastante conservadores, uma vez que a carga de colapso obtida pela malha de elementos finitos é de $M_{o,Rd} = 89.22 kN/m$.

Na situação de incêndio, pode-se observar que a viga mista alveolada atinge uma temperatura crítica no banzo inferior através dos métodos de cálculo analíticos de $\theta_{f,b} = 490^{\circ}\text{C}$, e uma temperatura crítica no banzo superior de $\theta_{f,t} = 343^{\circ}\text{C}$ (ver secção 5.4.2). No entanto, através do programa SAFIR, foi possível verificar que as temperaturas críticas para o tempo a que a viga atinge a rotura ($t = 1193\text{s}$) são de $\theta_{f,b} = 696.78^{\circ}\text{C}$ e $\theta_{f,t} = 354.24^{\circ}\text{C}$. Assim, pode-se concluir que o cálculo da temperatura crítica no banzo inferior pelos métodos de cálculo simplificados é algo conservador.

A Figura 39 mostra a evolução das temperaturas nos banzos do perfil metálico ao fim de 30 minutos.

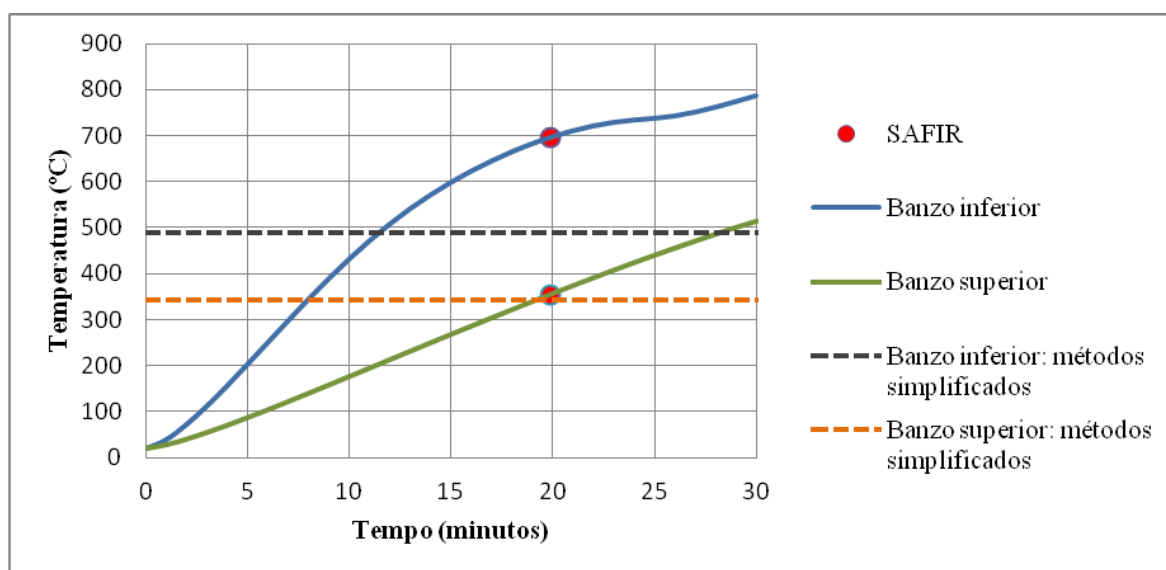


Figura 39. Distribuição das temperaturas nos banzos do perfil metálico.

Através da Tabela 22 pode-se afirmar que pelos métodos de cálculo simplificados a rotura da viga em situação de incêndio ocorreria pela encurvadura da *web-post* entre as aberturas 1 e 2. No entanto, como referido anteriormente, a modelação numérica ilustrada na Figura 38 sugere que a rotura tenha ocorrido a meio vão devido à flexão global.

Embora o modo de colapso observado pela modelação numérica seja diferente do modo de rotura obtido pelos métodos de cálculo simplificados, o cálculo da temperatura crítica pelos métodos analíticos poderá ser aplicado uma vez que este é conservador.

A Figura 40 mostra a evolução dos deslocamentos verticais de um ponto da malha de elementos finitos localizado a meio vão, na extremidade inferior do perfil metálico, para os exemplos enunciados anteriormente. É possível verificar que o maior deslocamento vertical obtido ocorre para a viga mista alveolada à temperatura normal.

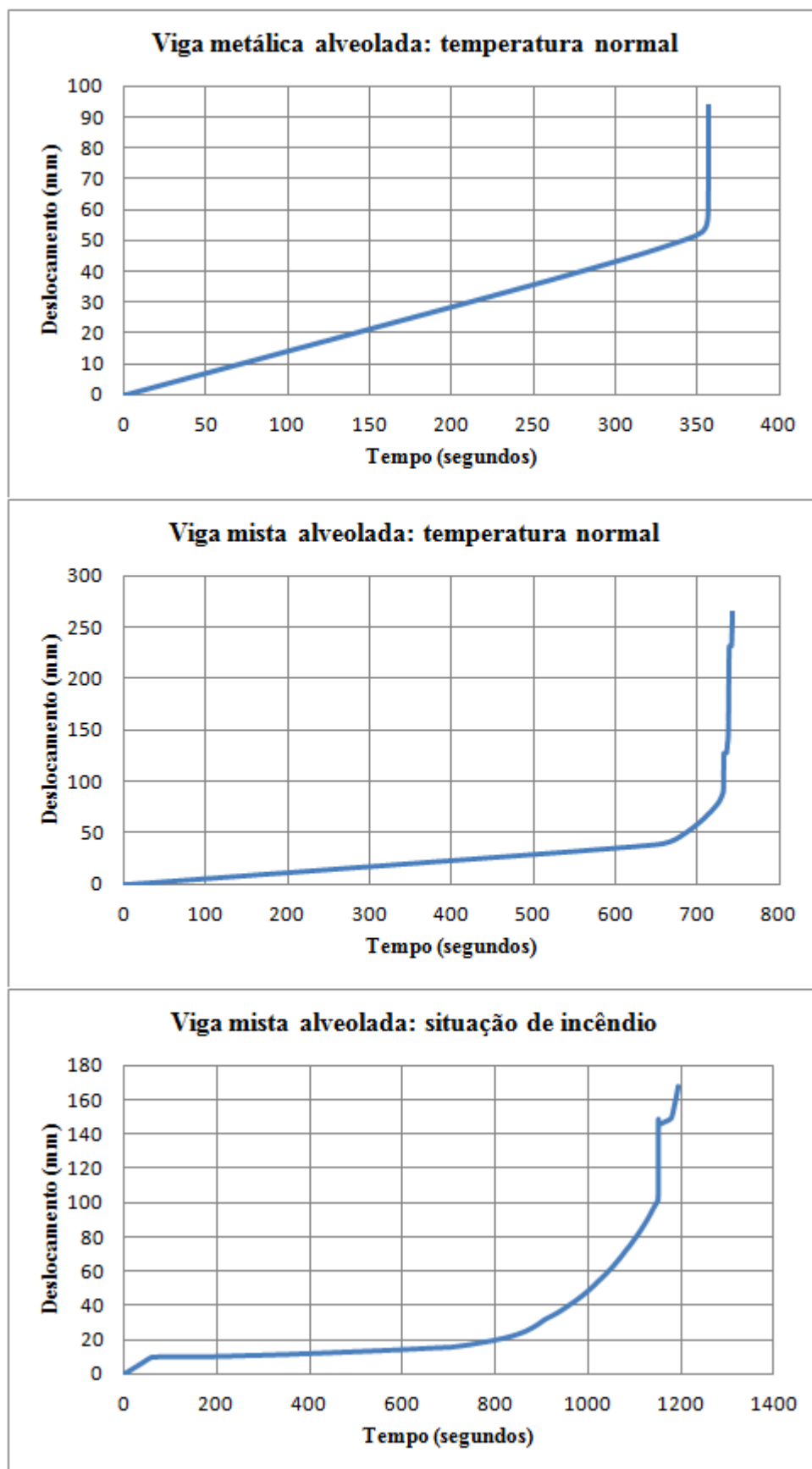


Figura 40. Deslocamentos verticais a meio vão.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No presente capítulo são abordadas as principais conclusões relativas à concretização de objetivos, assim como os potenciais trabalhos futuros.

7.1. Concretização dos objetivos

Nesta dissertação propôs-se como primeiro objetivo a apresentação e caracterização de vigas alveoladas. Este objetivo foi cumprido com a exposição dos modelos de vigas alveoladas mais comuns, onde se procurou enunciar todos os modos de rotura, defeitos e vantagens deste tipo de vigas.

De modo a procurar fornecer o maior conhecimento sobre as metodologias de dimensionamento de vigas alveoladas, foi efetuado, nos Capítulos 3 e 4, a apresentação de métodos de cálculo simplificados para as situações de temperatura normal e em caso de incêndio, onde se baseou essencialmente nos estudos realizados pelo *Steel Construction Institute* (SCI). Nestes capítulos, foram definidos os parâmetros essenciais para o dimensionamento de vigas alveoladas simplesmente apoiadas, onde fenómenos associados a este género de vigas, como o mecanismo de Vierendeel e encurvadura das *web-posts*, foram abordados de forma detalhada.

A aplicação dos métodos de cálculo simplificados foi conseguida e descrita no Capítulo 5, onde se pretendeu mostrar essencialmente a verificação da segurança de vigas alveoladas com aberturas circulares para a temperatura normal. No entanto, o processo de cálculo iterativo referido por RT1356 (2012), em que consiste na determinação da temperatura crítica correspondente ao banzo inferior do perfil metálico em situação de incêndio, também foi aplicado. Apesar de os métodos de cálculo simplificados serem conservadores, observou-se que a sua aplicação pode ser tida em conta no que toca ao dimensionamento deste tipo de estruturas.

Como último objetivo, procurou-se realizar uma modelação numérica aproximada do exemplo prático resolvido no Capítulo 5, com o intuito de avaliar os métodos de cálculo analíticos. Nesta situação, mostrou-se que o mecanismo de Vierendeel e os fenómenos associados à *web-post* não foram condicionantes para a rotura da viga alveolada, sendo a

flexão global o modo de colapso comum entre os exemplos considerados. Contudo, uma vez que estes fenómenos estão associados às zonas de esforço transversal elevado, pensa-se que poderão ser os principais condicionantes nas vigas sujeitas a cargas pontuais, como é o caso das vigas principais nas estruturas que suportam as vigas secundárias. Deste modo, a aplicação destas metodologias nesta situação seria um trabalho interessante a ser realizado no futuro.

7.2. Desenvolvimentos futuros

O trabalho prático desenvolvido nesta dissertação recaiu essencialmente sobre a aplicação de métodos de cálculo simplificados no dimensionamento de vigas alveoladas simplesmente apoiadas. No entanto, fenómenos como a encurvadura lateral não foram abordados nesta dissertação.

Com o intuito de melhorar o estudo sobre este género de vigas poderiam ser realizados alguns processos que não tiveram consideração neste trabalho, tais como:

- Aplicação das metodologias de dimensionamento para vigas alveoladas sujeitas a cargas pontuais;
- Estudo do fenómeno de encurvadura lateral nas vigas metálicas alveoladas;
- Análise da influência da aplicação de reforços horizontais acima e abaixo das aberturas;
- Investigação dos métodos de cálculo simplificados para a situação de aberturas não centradas na altura da alma;
- Aperfeiçoamento do modelo numérico desenvolvido nesta dissertação com o objetivo de obter uma melhor análise dos métodos de cálculo simplificados;
- Estudo da influência da solda nas vigas alveoladas fabricadas a partir de perfis laminados sujeitos a um corte longitudinal;
- Realização de ensaios de carga à escala real com o objetivo de comparar os resultados obtidos com os valores alcançados nesta dissertação, e aprimorar as metodologias de dimensionamento usadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amaral, C. P. C.; Abrantes, S. L. C. A.; Vila Real, M. M. P. - *Cálculo da resistência ao fogo de vigas mistas aço-betão de acordo com o Eurocódigo 4 - Comparação de procedimentos de cálculo*. VI Congresso de Construção Metálica e Mista, 2007, p. II-471.
- ArcelorMittal - *ACB® - Cellular Beams*. Luxembourg: SECTIONS, A. C., 2008
- ArcelorMittal - *Sections and Merchant Bars - Sales Programme*. Luxembourg: SECTIONS, A. C., 2011
- ASFP - *Fire protection for structural steel in buildings*, 4th Edition. Association for Specialist Fire Protection, 2007.
- Bake, S. - *Design of beams with large web openings*. New Steel Construction. Vol. 19, n.º 3 (2011), p. 30-31.
- Billy Milligan, P.E. - *The "Smart" Solution*. Modern Steel Construction. (2001).
- Boyer, J. P. - *Castellated Beams - New Developments*. AISC Engineering Journal. (1964).
- Calado, L.; Santos, J. - *Estruturas mistas de aço e betão*. IST Press, 2010. ISBN 9789728469849.
- Chung, K. F.; Lawson, R. M. - *Simplified design of composite beams with large web openings to Eurocode 4*. Journal of Constructional Steel Research. ISSN 0143-974X. Vol. 57, n.º 2 (2001), p. 135-164.
- Darwin, David - *Steel and Composite Beams with Web Openings*. United States of America: American Institute of Steel Construction, Inc., 1990.
- Das, P. K.; Srimani, S. L. - *Handbook for the design of castellated beams*. India: Indian Edition Series, 1986.
- Demirdjian, S. - *Stability of castellated beams*. Montreal, Canada: McGill University, 1999. Master of Engineering.
- EN 1993-1-5 - *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*, CEN - European Committee for Standardization, 2005.
- EN 1994-1-1 - *Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, CEN - European Committee for Standardization, 2004.

- EN 1994-1-2 - *Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*, CEN - European Committee for Standardization, 2005.
- Erdal, F.; Dogan, E.; Saka, M. P. - *Optimum design of cellular beams using harmony search and particle swarm optimizers*. Journal of Constructional Steel Research. ISSN 0143-974X. Vol. 67, n.º 2 (2011), p. 237-247.
- European Commission - *Large web openings for service integration in composite floors: Eurocode design method for composite and non-composite beams with web openings*, Research Fund for Coal and Steel, 2006.
- Fahmy, E. H.; Hassanein, A. A. - *Analysis of composite beams with web opening*. 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, 2002.
- Franssen, J.-M. - *SAFIR: A thermal/structural program modeling structures under fire*. Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc. ISSN 0013-8029. Vol. 42, n.º 3 (2005), p. 143-158.
- Franssen, J.-M. - *User's manual for SAFIR 2011: A computer program for analysis of structures subjected to fire*. University of Liège, 2011.
- Franssen, J.-M.; Kodur, V.K.R.; Mason, J. - *Elements of theory for SAFIR 2002: A computer program for analysis of structures submitted to the fire*. University of Liège, 2002.
- Gemperle, Christoph - *Vereinfachte Vordimensionierung von Wabenträgern*. Stahlbau. ISSN 1437-1049. Vol. 76, n.º 8 (2007), p. 530-536.
- Hoffman, R.; Dinehart, D.; Gross, S.; Yost, J. - *Analysis of Stress Distribution and Failure Behavior of Cellular Beams*. Proceedings of the 2006 ANSYS Conference, 2006.
- INSDAG - *Steel beams with web openings* [Online]. [Citação: 10 de Novembro de 2006]. <http://www.steel-insdag.org/new/pdfs/chapter28.pdf>.
- Lagaros, N. D.; Psarras, L. D.; Papadrakakis, M.; Panagiotou, G. - *Optimum design of steel structures with web openings*. Engineering Structures. ISSN 0141-0296. Vol. 30, n.º 9 (2008), p. 2528-2537.
- Lawson, R. M.; Chung, K. F.; Price, A. M. - *Tests on composite beams with large web openings to justify existing design methods*. The Structural Engineer, Vol. 70, n.º 1, 1992.
- Lawson, R. M.; Hicks, S. J. - *P355: Design of composite beams with large web openings: in accordance with Eurocodes and the UK National Annexes*. Steel Construction Institute, 2011.

- Lawson, R. M.; Lim, J.; Hicks, S. J.; Simms, W. I. - *Design of composite asymmetric cellular beams and beams with large web openings*. Journal of Constructional Steel Research. ISSN 0143-974X. Vol. 62, n.º 6 (2006), p. 614-629.
- Lopes, N. - *Behaviour of stainless steel structures in case of fire*. Aveiro: Universidade de Aveiro, 2009. European Doctor of Philosophy.
- Lopes, N.; Vila Real, M. M. P.; Piloto, P. A. G.; Mesquita, L. M. R.; Silva, L. S. - *Modelação numérica do comportamento ao fogo de uma estrutura em aço inoxidável em situação de incêndio*. V Congresso de Construção Metálica e Mista, 2005.
- NP EN 1990 - *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*, CEN - Comité Europeu de Normalização, 2009.
- NP EN 1991-1-1 - *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais*, CEN - Comité Europeu de Normalização, 2009.
- NP EN 1991-1-2 - *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-2: Acções gerais - Acções em estruturas expostas ao fogo*, CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010.
- NP EN 1992-1-1 - *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010.
- NP EN 1993-1-1 - *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, CEN - Comité Europeu de Normalização, 2005.
- NP EN 1993-1-2 - *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-2: Regras gerais - Verificação da resistência ao fogo*, CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010.
- Paiva, C. - *Vigas casteladas e celulares* [Online]. FINESTRA. [Citação: 8 de Novembro de 2009]. <http://www.arcoweb.com.br/tecnologia/vigas-casteladas-e-celulares-estruturas-metalicas-08-02-2010.html>.
- Parlor, B. - *Recent developments in fire protection of steel beams with web openings* [Online]. Association of Specialist Fire Protection (ASFP). [Citação: 9 de Novembro de 2008]. <http://www.asfp.org.uk/webdocs/ARTICLE322.pdf>.
- RFCS - *Large web openings for service integration in composite floors*. RFCS, 2006. Contract Nº: RFS-CT-2005-00037.
- Rodrigues, F. - *Comportamento estrutural de vigas de aço com abertura na alma*. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2007. Dissertação de Mestrado.
- RT1187 - *Guidance on the fire protection of beams with web openings*, The Steel Construction Institute, 2008.

- RT1356 - *Fire design of composite beams with rectangular and circular web openings*, The Steel Construction Institute, 2012.
- Sabarish, J.; Biju, V. - *Web buckling of castellated beams*. ICTT Civil Engineering Papers, 2010.
- Smith, A. L.; Hicks, S. J.; Devine, P. J. - *P354: Design of floors for vibration: a new approach*. Steel Construction Institute, 2009. ISBN 1-85942-176-8.
- Sweedan, A. M. I. - *Elastic lateral stability of I-shaped cellular steel beams*. Journal of Constructional Steel Research. ISSN 0143-974X. Vol. 67, n.º 2 (2011), p. 151-163.
- Sweedan, A. M. I.; El-Sawy, K. M. - *Elastic local buckling of perforated webs of steel cellular beam-column elements*. Journal of Constructional Steel Research. ISSN 0143-974X. Vol. 67, n.º 7 (2011), p. 1115-1127.
- Vassart, Olivier; Bailey, C. G.; Bihina, Gisèle; Nadjai, Ali; Hawes, Mike; Peigneux, Christophe; Simms, W. I.; Franssen, Jean-Marc - *Parametrical study on the behaviour of steel and composite cellular beams under fire conditions*. Sixth International Conference Structures in Fire, 2010.
- Veríssimo, G. S. - *Análise e comportamento de vigas de aço e vigas mistas com aberturas na alma*. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. Dissertação de Mestrado.
- Vila Real, M. M. P. - *Incêndio em estruturas metálicas - cálculo estrutural*. Lisboa: Edições Orion, 2003. ISBN 972-8620-04-7.
- Vila Real, M. M. P. - *Risco de incêndios urbanos: aspectos gerais da verificação da resistência ao fogo das estruturas à luz da regulamentação vigente*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. ISSN 0870-984X. Vol. 8, n.º II (2010), p. 43-54.
- Westok - *Engineers Design Guide - Cellular Beams*. LIMITED, A. W., 2008
- Wong, V. Y. B.; Burguess, I. W.; Plank, R. J. - *Behaviour of composite floor beams with web openings at high temperatures*. International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, 2010, p. 21-32.

ANEXOS

ANEXO 1

O presente anexo contém alguns valores recomendados dos coeficientes γ e ψ para edifícios, estipulados pelos Eurocódigos.

Tabela 25. Valores recomendados dos coeficientes parciais γ para edifícios (NP EN 1990).

| <i>Ação</i> | <i>Efeito desfavorável</i> |
|---------------------------------|----------------------------|
| Permanente (EQU) γ_G | 1.10 |
| Permanente (STR/GEO) γ_G | 1.35 |
| Variável γ_Q | 1.50 |

Tabela 26. Valores recomendados dos coeficientes ψ em relação às sobrecargas aplicadas em edifícios (NP EN 1990).

| <i>Ação</i> | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|---|----------|----------|----------|
| Categoria A: zonas de habitação | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Categoria B: zonas de escritórios | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Categoria C: zonas de reunião de pessoas | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria D: zonas comerciais | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria E: zonas de armazenamento | 1.0 | 0.9 | 0.8 |
| Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30kN$ | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| Categoria G: zonas de tráfego, $30 kN < \text{peso dos veículos} \leq 160 kN$ | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| Categoria H: coberturas | 0 | 0 | 0 |

Tabela 27. Valores recomendados dos coeficientes parciais γ dos materiais em relação aos estados limites últimos (Partes 1-1 dos Eurocódigos 2, 3 e 4).

| <i>Situações de projeto</i> | <i>Betão</i> | <i>Aço estrutural</i> | <i>Chapa perfilada</i> | <i>Armaduras</i> | <i>Conexão</i> |
|-----------------------------|-------------------|-----------------------|------------------------|-------------------|-------------------|
| Persistentes | $\gamma_c = 1.50$ | $\gamma_a = 1.00$ | $\gamma_p = 1.00$ | $\gamma_s = 1.15$ | $\gamma_v = 1.25$ |
| Acidentais | $\gamma_c = 1.20$ | $\gamma_a = 1.00$ | $\gamma_p = 1.00$ | $\gamma_s = 1.00$ | $\gamma_v = 1.00$ |

ANEXO 2

Neste anexo encontram-se tabelados os valores de cálculo de todas as aberturas da viga alveolada relativa à fase de utilização do exercício resolvido no capítulo 5.

A Tabela 28 disponibiliza o momento fletor resistente da secção transversal correspondente a cada abertura. Pode-se observar que entre as aberturas 6 e 12 o momento fletor resistente mantém-se constante. No entanto, usando a expressão (36), o valor de cálculo do momento fletor resistente tende a aumentar quando a altura correspondente ao betão em compressão diminui. Deste modo, é considerado que em todas as aberturas com o eixo neutro plástico situado na laje de betão, o valor do momento fletor resistente adquire conservadoramente o seu valor respetivo a meio vão (abertura 9).

Tabela 28. Momento fletor resistente das aberturas.

| Abertura | x (m) | n_{sc} | $b_{eff,o}$ (m) | z_{pna} | z_c (mm) | $N_{c,Rd}$ (kN) | $M_{o,Rd}$ (kN.m) |
|----------|------------|----------|--------------------|-----------|---------------|--------------------|----------------------|
| 1 | 0,60 | 6 | 2,00 | Aço | 6,34 | 215,56 | 591,70 |
| 2 | 1,15 | 10 | 2,00 | Aço | 10,57 | 359,27 | 607,19 |
| 3 | 1,70 | 16 | 2,00 | Aço | 16,91 | 574,83 | 630,42 |
| 4 | 2,25 | 22 | 2,00 | Aço | 23,25 | 790,39 | 653,65 |
| 5 | 2,80 | 28 | 2,00 | Aço | 29,59 | 1005,95 | 676,88 |
| 6 | 3,35 | 32 | 2,00 | Betão | 33,81 | 1149,66 | 691,51 |
| 7 | 3,90 | 38 | 2,00 | Betão | 40,15 | 1365,22 | 691,51 |
| 8 | 4,45 | 44 | 2,00 | Betão | 46,49 | 1580,78 | 691,51 |
| 9 | 5,00 | 50 | 2,00 | Betão | 52,83 | 1796,35 | 691,51 |
| 10 | 5,55 | 44 | 2,00 | Betão | 46,49 | 1580,78 | 691,51 |
| 11 | 6,10 | 38 | 2,00 | Betão | 40,15 | 1365,22 | 691,51 |
| 12 | 6,65 | 32 | 2,00 | Betão | 33,81 | 1149,66 | 691,51 |
| 13 | 7,20 | 28 | 2,00 | Aço | 29,59 | 1005,95 | 676,88 |
| 14 | 7,75 | 22 | 2,00 | Aço | 23,25 | 790,39 | 653,65 |
| 15 | 8,30 | 16 | 2,00 | Aço | 16,91 | 574,83 | 630,42 |
| 16 | 8,85 | 10 | 2,00 | Aço | 10,57 | 359,27 | 607,19 |
| 17 | 9,40 | 6 | 2,00 | Aço | 6,34 | 215,56 | 591,70 |

A resistência do T inferior à tração mantém-se contante ao longo do comprimento da viga alveolada, e de forma conservadora, admite-se que o esforço transversal resistente também permanece constante com o valor estipulado anteriormente para a abertura 1.

A Tabela 29 expõe os valores absolutos de esforço transversal, esforço axial e momento fletor atuantes nas 17 aberturas.

Tabela 29. Valores atuantes nas aberturas.

| <i>Abertura</i> | V_{Ed} (kN) | M_{Ed} (kN.m) | $N_{a,b,Ed}$ (kN) |
|-----------------|------------------|--------------------|----------------------|
| 1 | 162,31 | 101,94 | 157,05 |
| 2 | 142,43 | 183,95 | 284,33 |
| 3 | 122,54 | 255,03 | 396,14 |
| 4 | 102,66 | 315,17 | 491,98 |
| 5 | 82,78 | 364,38 | 571,62 |
| 6 | 62,9 | 402,65 | 633,77 |
| 7 | 43,02 | 429,99 | 680,19 |
| 8 | 23,14 | 446,39 | 709,69 |
| 9 | 3,25 | 451,86 | 722,03 |
| 10 | 23,14 | 446,39 | 709,69 |
| 11 | 43,02 | 429,99 | 680,19 |
| 12 | 62,9 | 402,65 | 633,77 |
| 13 | 82,78 | 364,38 | 571,62 |
| 14 | 102,66 | 315,17 | 491,98 |
| 15 | 122,54 | 255,03 | 396,14 |
| 16 | 142,43 | 183,95 | 284,33 |
| 17 | 162,31 | 101,94 | 157,05 |

Na Tabela 30 é indicado a distribuição de esforço transverso relativamente à secção transversal das aberturas. A percentagem de esforço transverso atuante no T inferior é definida tendo em conta a minimização da flexão a meia altura da *web-post* adjacente a cada abertura. No que diz respeito às aberturas 7, 8, 9, 10 e 11, os valores de esforço transverso são muito baixos e desta forma a sua análise é desprezada.

Tabela 30. Distribuição de esforço transverso na secção transversal das aberturas.

| <i>Abertura</i> | % V_{Ed} | $V_{a,b,Ed}$ (kN) | $V_{c,Ed}$ (kN) | $V_{a,t,Ed}$ (kN) | ρ_b | ρ_t |
|-----------------|------------|----------------------|--------------------|----------------------|----------|----------|
| 1 | 40,56 | 65,83 | 17,28 | 79,20 | 0,35 | 0,42 |
| 2 | 39,11 | 55,70 | 17,28 | 69,45 | 0,30 | 0,37 |
| 3 | 37,12 | 45,49 | 17,28 | 59,77 | 0,24 | 0,32 |
| 4 | 34,26 | 35,18 | 17,28 | 50,20 | 0,19 | 0,27 |
| 5 | 29,77 | 24,64 | 17,28 | 40,86 | 0,13 | 0,22 |
| 6 | 21,67 | 13,63 | 17,28 | 31,98 | 0,07 | 0,17 |
| 12 | 21,67 | 13,63 | 17,28 | 31,98 | 0,07 | 0,17 |
| 14 | 29,77 | 24,64 | 17,28 | 40,86 | 0,13 | 0,22 |
| 14 | 34,26 | 35,18 | 17,28 | 50,20 | 0,19 | 0,27 |
| 15 | 37,12 | 45,49 | 17,28 | 59,77 | 0,24 | 0,32 |
| 16 | 39,11 | 55,70 | 17,28 | 69,45 | 0,30 | 0,37 |
| 17 | 40,56 | 65,83 | 17,28 | 79,20 | 0,35 | 0,42 |

Tabela 31. Flexão de Vierendeel.

| Abertura | $n_{sc,o}$ | $M_{pl,b,NV,Rd}$ (kN.m) | $M_{pl,t,NV,Rd}$ (kN.m) | $M_{vc,Rd}$ (kN.m) | $M_{v,Rd}$ (kN.m) | $M_{v,Ed}$ (kN.m) |
|----------|------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 2 | 12,82 | 13,08 | 7,16 | 58,95 | 29,22 |
| 2 | 2 | 12,21 | 13,08 | 7,16 | 57,75 | 25,64 |
| 3 | 0 | 11,40 | 13,08 | 0,00 | 48,96 | 22,06 |
| 4 | 2 | 10,49 | 13,08 | 7,16 | 54,29 | 18,48 |
| 5 | 2 | 9,58 | 13,08 | 7,16 | 52,48 | 14,90 |
| 6 | 2 | 8,78 | 13,08 | 7,16 | 50,87 | 11,32 |
| 7 | 0 | 8,12 | 13,08 | 0,00 | 42,41 | 7,74 |
| 8 | 2 | 7,68 | 13,08 | 7,16 | 48,69 | 4,16 |
| 9 | 2 | 7,50 | 13,08 | 7,16 | 48,31 | 0,59 |
| 10 | 2 | 7,68 | 13,08 | 7,16 | 48,69 | 4,16 |
| 11 | 0 | 8,12 | 13,08 | 0,00 | 42,41 | 7,74 |
| 12 | 2 | 8,78 | 13,08 | 7,16 | 50,87 | 11,32 |
| 13 | 2 | 9,58 | 13,08 | 7,16 | 52,48 | 14,90 |
| 14 | 2 | 10,49 | 13,08 | 7,16 | 54,29 | 18,48 |
| 15 | 0 | 11,40 | 13,08 | 0,00 | 48,96 | 22,06 |
| 16 | 2 | 12,21 | 13,08 | 7,16 | 57,75 | 25,64 |
| 17 | 2 | 12,82 | 13,08 | 7,16 | 58,95 | 29,22 |

Tabela 32. Fenómenos associados à *web-post*.

| Web-post | x (m) | $n_{sc,s}$ | ΔN_{cs} (kN) | V_{Ed} (kN) | $M_{wp,Ed}$ (kN.m) | $V_{wp,Ed}$ (kN) | $N_{wp,Ed}$ (kN) |
|----------|------------|------------|-------------------------|------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| 1-2 | 0,88 | 4 | 143,71 | 149,11 | 0,00 | 131,80 | 131,80 |
| 2-3 | 1,43 | 4 | 143,71 | 129,23 | 0,00 | 114,23 | 114,23 |
| 3-4 | 1,98 | 4 | 143,71 | 109,35 | 0,00 | 96,65 | 96,65 |
| 4-5 | 2,53 | 4 | 143,71 | 89,47 | 0,00 | 79,08 | 79,08 |
| 5-6 | 3,08 | 4 | 143,71 | 69,59 | 0,00 | 61,51 | 61,51 |
| 6-7 | 3,63 | 4 | 143,71 | 49,70 | 0,00 | 43,93 | 43,93 |
| 7-8 | 4,18 | 4 | 143,71 | 29,82 | 0,00 | 26,36 | 26,36 |
| 8-9 | 4,73 | 4 | 143,71 | 9,94 | 0,00 | 8,79 | 8,79 |
| 9-10 | 5,28 | 4 | 143,71 | 9,94 | 0,00 | 8,79 | 8,79 |
| 10-11 | 5,83 | 4 | 143,71 | 29,82 | 0,00 | 26,36 | 26,36 |
| 11-12 | 6,38 | 4 | 143,71 | 49,70 | 0,00 | 43,93 | 43,93 |
| 12-13 | 6,93 | 4 | 143,71 | 69,59 | 0,00 | 61,51 | 61,51 |
| 13-14 | 7,48 | 4 | 143,71 | 89,47 | 0,00 | 79,08 | 79,08 |
| 14-15 | 8,03 | 4 | 143,71 | 109,35 | 0,00 | 96,65 | 96,65 |
| 15-16 | 8,58 | 4 | 143,71 | 129,23 | 0,00 | 114,23 | 114,23 |
| 16-17 | 9,13 | 4 | 143,71 | 149,11 | 0,00 | 131,80 | 131,80 |

Nas Tabelas 31 e 32 são apresentados respetivamente os valores relativos à flexão de Vierendeel nas aberturas e os fenómenos associados às *web-posts*. As restrições de esforço

transverso em relação à flexão e encurvadura da alma são indicadas na Tabela 33, onde o valor de $M_{pl,b,NV,Rd}$ corresponde à média entre os valores das aberturas adjacentes.

Tabela 33. Restrições ao esforço transverso da *web-post* – flexão e encurvadura.

| <i>Web-post</i> | $M_{pl,b,NV,Rd}$ (kN.m) | V_{Ed} (kN) | <i>Flexão:</i> V_{Rd} (kN) | <i>Encurvadura:</i> V_{Rd} (kN) |
|-----------------|----------------------------|------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| 1-2 | 12,52 | 149,11 | 368,58 | 228,38 |
| 2-3 | 11,81 | 129,23 | 350,08 | 223,69 |
| 3-4 | 10,94 | 109,35 | 327,53 | 217,98 |
| 4-5 | 10,03 | 89,47 | 303,78 | 211,97 |
| 5-6 | 9,18 | 69,59 | 281,45 | 206,32 |
| 6-7 | 8,45 | 49,70 | 262,45 | 201,51 |
| 7-8 | 7,90 | 29,82 | 248,18 | 197,90 |
| 8-9 | 7,59 | 9,94 | 239,97 | 195,82 |
| 9-10 | 7,59 | 9,94 | 239,97 | 195,82 |
| 10-11 | 7,90 | 29,82 | 248,18 | 197,90 |
| 11-12 | 8,45 | 49,70 | 262,45 | 201,51 |
| 12-13 | 9,18 | 69,59 | 281,45 | 206,32 |
| 13-14 | 10,03 | 89,47 | 303,78 | 211,97 |
| 14-15 | 10,94 | 109,35 | 327,53 | 217,98 |
| 15-16 | 11,81 | 129,23 | 350,08 | 223,69 |
| 16-17 | 12,52 | 149,11 | 368,58 | 228,38 |

ANEXO 3

O Anexo 3 expõe os resultados referentes à fase de construção do exercício resolvido no capítulo 5.

Tabela 34. Valores atuantes nas aberturas.

| <i>Abertura</i> | V_{Ed} (kN) | M_{Ed} (kN.m) | $N_{a,b,Ed}$ (kN) | $N_{a,t,Ed}$ (kN) |
|-----------------|------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 58,70 | 36,86 | 71,66 | 71,66 |
| 2 | 51,51 | 66,52 | 129,3 | 129,3 |
| 3 | 44,32 | 92,23 | 179,27 | 179,27 |
| 4 | 37,13 | 113,98 | 221,54 | 221,54 |
| 5 | 29,94 | 131,77 | 256,13 | 256,13 |
| 6 | 22,75 | 145,61 | 283,03 | 283,03 |
| 7 | 15,56 | 155,50 | 302,25 | 302,25 |
| 8 | 8,37 | 161,43 | 313,78 | 313,78 |
| 9 | 1,18 | 163,41 | 317,62 | 317,62 |
| 10 | 8,37 | 161,43 | 313,78 | 313,78 |
| 11 | 15,56 | 155,50 | 302,25 | 302,25 |
| 12 | 22,75 | 145,61 | 283,03 | 283,03 |
| 13 | 29,94 | 131,77 | 256,13 | 256,13 |
| 14 | 37,13 | 113,98 | 221,54 | 221,54 |
| 15 | 44,32 | 92,23 | 179,27 | 179,27 |
| 16 | 51,51 | 66,52 | 129,3 | 129,3 |
| 17 | 58,70 | 36,86 | 71,66 | 71,66 |

Tabela 35. Distribuição de esforço transverso na secção transversal das aberturas.

| <i>Abertura</i> | % V_{Ed} | $V_{a,b,Ed}$ (kN) | $V_{a,t,Ed}$ (kN) | ρ_b | ρ_t |
|-----------------|------------|----------------------|----------------------|----------|----------|
| 1 | 50,00 | 29,35 | 29,35 | 0,31 | 0,31 |
| 2 | | 25,75 | 25,75 | 0,28 | 0,28 |
| 3 | | 22,16 | 22,16 | 0,24 | 0,24 |
| 4 | | 18,56 | 18,56 | 0,20 | 0,20 |
| 5 | | 14,97 | 14,97 | 0,16 | 0,16 |
| 6 | | 11,37 | 11,37 | 0,12 | 0,12 |
| 12 | | 4,18 | 4,18 | 0,12 | 0,12 |
| 13 | | 7,78 | 7,78 | 0,16 | 0,16 |
| 14 | | 11,37 | 11,37 | 0,20 | 0,20 |
| 15 | | 14,97 | 14,97 | 0,24 | 0,24 |
| 16 | | 18,56 | 18,56 | 0,28 | 0,28 |
| 17 | | 22,16 | 22,16 | 0,31 | 0,31 |

Na Tabela 34 são apresentados os valores atuantes de esforço transversal, esforço axial e momento fletor nas aberturas.

Tabela 36. Flexão de Vierendeel.

| <i>Abertura</i> | $M_{pl,b,NV,Rd}$ (kN.m) | $M_{pl,t,NV,Rd}$ (kN.m) | $M_{v,Rd}$ (kN.m) | $M_{v,Ed}$ (kN.m) |
|-----------------|----------------------------|----------------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 13,03 | 13,03 | 52,10 | 10,57 |
| 2 | 12,90 | 12,90 | 51,61 | 9,27 |
| 3 | 12,74 | 12,74 | 50,95 | 7,98 |
| 4 | 12,56 | 12,56 | 50,22 | 6,68 |
| 5 | 12,38 | 12,38 | 49,51 | 5,39 |
| 6 | 12,22 | 12,22 | 48,89 | 4,09 |
| 7 | 12,10 | 12,10 | 48,41 | 2,80 |
| 8 | 12,03 | 12,03 | 48,10 | 1,51 |
| 9 | 12,00 | 12,00 | 48,00 | 0,21 |
| 10 | 12,03 | 12,03 | 48,10 | 1,51 |
| 11 | 12,10 | 12,10 | 48,41 | 2,80 |
| 12 | 12,22 | 12,22 | 48,89 | 4,09 |
| 13 | 12,38 | 12,38 | 49,51 | 5,39 |
| 14 | 12,56 | 12,56 | 50,22 | 6,68 |
| 15 | 12,74 | 12,74 | 50,95 | 7,98 |
| 16 | 12,90 | 12,90 | 51,61 | 9,27 |
| 17 | 13,03 | 13,03 | 52,10 | 10,57 |

Tabela 37. Fenómenos associados à *web-post*.

| <i>Web-post</i> | V_{Ed} (kN) | $V_{wp,Ed}$ (kN) | $M_{wp,Ed}$ (kN.m) | $N_{wp,Ed}$ (kN) |
|-----------------|------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|
| 1-2 | 53,92 | 57,65 | 0,00 | 57,65 |
| 2-3 | 46,73 | 49,96 | 0,00 | 49,96 |
| 3-4 | 39,54 | 42,28 | 0,00 | 42,28 |
| 4-5 | 32,35 | 34,59 | 0,00 | 34,59 |
| 5-6 | 25,16 | 26,90 | 0,00 | 26,90 |
| 6-7 | 17,97 | 19,22 | 0,00 | 19,22 |
| 7-8 | 10,78 | 11,53 | 0,00 | 11,53 |
| 8-9 | 3,59 | 3,84 | 0,00 | 3,84 |
| 9-10 | 3,59 | 3,84 | 0,00 | 3,84 |
| 10-11 | 10,78 | 11,53 | 0,00 | 11,53 |
| 11-12 | 17,97 | 19,22 | 0,00 | 19,22 |
| 12-13 | 25,16 | 26,90 | 0,00 | 26,90 |
| 13-14 | 32,35 | 34,59 | 0,00 | 34,59 |
| 14-15 | 39,54 | 42,28 | 0,00 | 42,28 |
| 15-16 | 46,73 | 49,96 | 0,00 | 49,96 |
| 16-17 | 53,92 | 57,65 | 0,00 | 57,65 |

A Tabela 35 indica a distribuição de esforço transversal na secção transversal de cada abertura. Nesta situação, a percentagem de esforço transversal atuante é igual para ambas as secções em T (50%). Desta forma, são formados dois momentos fletores com sinais opostos que se anulam a meia altura da *web-post*.

Na Tabela 36 pode ser observada a verificação da segurança à flexão de Vierendeel. Na fase de construção, o perfil metálico está sujeito a esforços axiais análogos nos T's superior e inferior. Deste modo, ambas as secções em T são sujeitas a uma redução da sua resistência à flexão.

A análise da *web-post* pode ser consultada na Tabela 37, onde o esforço de corte longitudinal atuante resulta da subtração dos esforços axiais atuantes nas aberturas adjacentes. Uma vez que a flexão a meia altura é igual a zero, o esforço de compressão atuante na *web-post* toma os valores do esforço de corte longitudinal.

ANEXO 4

Neste Anexo é exemplificado, de forma resumida, o processo de verificação da segurança em situação de incêndio para a viga mista alveolada apresentada no Capítulo 5, considerando uma temperatura no banzo inferior de $\theta_{f,b} = 490^\circ\text{C}$. As temperaturas das restantes secções da viga alveolada e os fatores de redução dos materiais para altas temperaturas encontram-se tabelados respetivamente na Tabela 23 e na Tabela 24.

Classificação da secção transversal:

$$\frac{c}{t_f} = 6.10 < 9\varepsilon_{fi} = 9 \times 0.85 \times 1 = 7.65 \rightarrow \text{Banzo de Classe 1!}$$

$$l_t = 280\text{mm} < 32\varepsilon_{fi}t_w = 32 \times 0.85 \times 11.1 = 302\text{mm} \rightarrow \text{Alma do T de Classe 2}$$

Conexão de corte:

$$P_{fi,Rd} = \min \left\{ 0.8k_{u,\theta} \left(\frac{0.8f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_{M,fi,v}} \right); k_{c,\theta} \left(\frac{0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}/E_{cm}}}{\gamma_{M,fi,v}} \right) \right\}$$

$$P_{fi,Rd} = 0.8 \times 1.25 \times \left(\frac{0.8 \times 450 \times \pi \times 19^2 / 4}{1.0} \right) \times 10^{-3} = 102.07\text{kN}$$

$$P_{fi,Rd} = 0.98 \times \left(\frac{0.29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{30 \times 33 \times 1000}}{1.0} \right) = 102.23\text{kN}$$

Fator de redução:

$$k_t = 0.44 \rightarrow P_{fi,Rd} = 0.44 \times 102.07 = 44.91\text{kN}$$

Esforço resistente de tração no T inferior:

$$N_{fi,a,b,Rd} = \frac{A_f f_y k_{y,\theta,f,b} + A_w f_y k_{y,\theta,w,b}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{3612 \times 235 \times 0.80 + 864 \times 235 \times 0.78}{1.0}$$

$$N_{fi,a,b,Rd} = 839.14\text{kN} > N_{fi,a,b,Ed} = 414.03\text{kN}, \text{ OK!}$$

Esforço resistente de compressão do betão na abertura 9:

$$N_{fi,c,Rd} = \min \{0.85 f_{cd} k_{c,\theta} b_{eff,o} h_c; n_{sc} P_{fi,Rd} \}$$

$$N_{fi,c,Rd} = \min \left\{ 0.85 \times \frac{30}{1.0} \times 0.98 \times 2.0 \times 60; 50 \times 44.91 \right\}$$

$$N_{fi,c,Rd} = \min \{3003.08; 2245.43\} = 2245.43 kN$$

Momento fletor resistente na abertura 9 ($N_{fi,c,Rd} > N_{fi,a,b,Rd}$):

$$M_{fi,o,Rd} = N_{a,b,fi,Rd} (h_{eff} + z_t + h_s + 0.5z_c)$$

$$M_{fi,o,Rd} = 839.14 \times \left(514.47 + 17.77 + 120 + 0.5 \times \frac{2245.43}{0.85 \times 30 \times 0.98 \times 2.0} \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{fi,o,Rd} = 528.49 kN.m > M_{o,fi,Ed} = 257.63 kN.m, \text{ OK!}$$

Esforço transversal resistente do T inferior:

$$V_{fi,pl,Rd} = \frac{A_{v,b} f_y k_{y,\theta,w,b} / \sqrt{3}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{1376.26 \times 235 \times 0.78 / \sqrt{3}}{1.0} = 145.73 kN$$

Esforço transversal resistente do T superior:

$$V_{fi,pl,Rd} = \frac{A_{v,t} f_y k_{y,\theta,w,t} / \sqrt{3}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{1376.26 \times 235 \times 1.00 / \sqrt{3}}{1.0} = 186.73 kN$$

Esforço transversal resistente da laje de betão:

$$V_{fi,c,Rd} = \max \left\{ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck} k_{c,\theta})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right\} b_w h_c; (v_{fi,\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w h_c \}$$

$$V_{fi,c,Rd} = 0.12 \times 2 \times \left((100 \times 0.0024 \times 30 \times 0.98)^{1/3} + 0.15 \times \frac{93.41}{60 \times 2.0} \right) \times 390 \times 60 \times 10^{-3}$$

$$V_{fi,Rd} = \left(0.035 \times 2^{3/2} \times (30 \times 0.98)^{1/2} + 0.15 \times \frac{93.41}{60 \times 2.0} \right) \times 390 \times 60 \times 10^{-3}$$

$$V_{fi,Rd} = \max \{13.43; 15.30\} = 15.30 kN$$

Esforço transversal resistente total:

$$V_{fi,Rd} = 145.73 + 186.73 + 15.30 = 347.76 kN > V_{fi,Ed} = 92.54 kN, \text{ OK!}$$

Momento fletor resistente do T inferior na abertura 1:

$$M_{fi,pl,b,Rd} = \frac{A_w f_y k_{y,\theta,w,b}}{\gamma_{M,fi}} (0.5d_w + t_f - z_{pl}) + \frac{A_f f_y k_{y,\theta,f,b}}{\gamma_{M,fi}} \left(0.5t_f - z_{pl} + \frac{z_{pl}^2}{t_f} \right)$$

$$M_{fi,pl,b,Rd} = 9.22 \times 0.78 + 3.86 \times 0.80 = 10.29 kN.m$$

$$M_{fi,pl,b,N,Rd} = M_{fi,pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{fi,pl,Rd}} \right)^2 \right) = 10.29 \times \left(1 - \left(\frac{93.41}{839.14} \right)^2 \right) = 10.16 kN.m$$

Momento fletor resistente do T superior:

$$M_{fi,pl,t,Rd} = \frac{A_w f_y k_{y,\theta,f,t}}{\gamma_{M,fi}} (0.5d_w + t_f - z_{pl}) + \frac{A_f f_y k_{y,\theta,w,t}}{\gamma_{M,fi}} \left(0.5t_f - z_{pl} + \frac{z_{pl}^2}{t_f} \right)$$

$$M_{fi,pl,t,Rd} = 9.22 \times 1.00 + 3.86 \times 1.00 = 13.08 kN.m$$

Momento fletor resistente da interação laje com o T superior na abertura 1:

$$M_{fi,vc,Rd} = n_{sc,o} P_{fi,Rd} (h_s + z_t - 0.5h_c) k_o$$

$$M_{fi,vc,Rd} = 2 \times 44.91 \times (120 + 17.77 - 0.5 \times 60) \times 10^{-3} \times 0.92 = 8.95 kN.m$$

Flexão de Vierendeel na abertura 1:

$$2M_{fi,b,NV,Rd} + 2M_{fi,t,NV,Rd} + M_{fi,vc,Rd} \geq V_{Ed} l_e$$

$$2 \times 10.16 + 2 \times 13.08 + 8.95 = 55.44 kN.m > 92.54 \times 0.280 = 16.66 kN.m, \text{ OK!}$$

Esforço resistente de corte longitudinal na *web-post*:

$$V_{fi,wp,Rd} = \frac{s_o t_w f_y k_{y,\theta,wp} / \sqrt{3}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{150 \times 11.1 \times 235 \times 0.38 / \sqrt{3}}{1.0}$$

$$V_{fi,wp,Rd} = 86.11 kN > V_{fi,wp,Ed} = 75.15 kN, \text{ OK!}$$

Momento fletor resistente da *web-post*:

$$M_{fi,wp,Rd} = \frac{s_o^2 t_w f_y k_{y,\theta,wp}}{6 \gamma_{M,fi}} = \frac{150 \times 11.1}{6} \times \frac{235 \times 0.38}{1.0} \times 10^{-6}$$

$$M_{f\bar{i},wp,Rp} = 3.73kN.m > M_{f\bar{i},wp,Ed} = 0kN.m, \text{ OK!}$$

Encurvadura da *web-post*:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \left[k_{y,\theta,wp} / k_{E,\theta,wp} \right]^{0.5} = 0.72 \times (0.38/0.24)^{0.5} = 0.90$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{235 / f_y} = 0.65 \times 1.0 = 0.65$$

$$\phi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] = \frac{1}{2} \times (1 + 0.65 \times 0.91 + 0.91^2) = 1.19$$

$$\chi_{f\bar{i}} = \frac{1}{\phi_{\theta} + (\phi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.19 + (1.19^2 - 0.90^2)^{0.5}} = 0.505$$

$$N_{f\bar{i},wp,Rd} = \chi_{f\bar{i}} \frac{s_o t_w f_y}{\gamma_{M,f\bar{i}}} = 0.505 \times \frac{150 \times 11.1 \times 235}{1.0} \times 10^{-3}$$

$$N_{f\bar{i},wp,Rd} = 75.29kN > N_{f\bar{i},wp,Ed} = 75.15kN, \text{ OK!}$$

Restrição ao esforço transversal para a flexão da *web-post*:

$$V_{f\bar{i},Rd} = \left(2M_{f\bar{i},wp,Rd} / s + 4M_{f\bar{i},b,NV,Rd} / l_o \right) \frac{h_{eff} + h_s - 0.5h_c}{h_{eff}}$$

$$V_{f\bar{i},Rd} = \left(\frac{2 \times 3.73}{550} + \frac{4 \times 10.02}{400} \right) \times \frac{514.47 + 120 - 0.5 \times 60}{514.47} \times 10^3$$

$$V_{f\bar{i},Rd} = 277.57kN > V_{f\bar{i},Ed} = 85.02kN, \text{ OK!}$$

Restrição ao esforço transversal para a encurvadura da *web-post*:

$$V_{f\bar{i},Rd} = \left(N_{f\bar{i},wp,Rd} (d_o / s) + 4M_{f\bar{i},b,NV,Rd} / l_e \right) \frac{h_{eff} + h_s - 0.5h_c}{h_{eff} + d_o}$$

$$V_{f\bar{i},Rd} = \left(\frac{75.29 \times 400}{550} + \frac{4 \times 10.02}{400} \right) \times \frac{514.47 + 120 - 0.5 \times 60}{514.47 + 400}$$

$$V_{f\bar{i},Rd} = 102.43kN > V_{Ed} = 75.15kN, \text{ OK!}$$

Na Tabela 38 encontra-se os valores de cálculo correspondentes ao momento fletor resistente em todas as secções das aberturas.

Tabela 38. Momento fletor resistente nas aberturas.

| Abertura | x (m) | n_{sc} | $b_{eff,o}$ (m) | z_{pna} | z_c (mm) | $N_{fi,c,Rd}$ (kN) | $M_{fi,o,Rd}$ (kN.m) |
|----------|------------|----------|--------------------|-----------|---------------|-----------------------|-------------------------|
| 1 | 0,60 | 6 | 2,00 | Aço | 5,38 | 269,45 | 460,75 |
| 2 | 1,15 | 10 | 2,00 | Aço | 8,97 | 449,09 | 480,11 |
| 3 | 1,70 | 16 | 2,00 | Aço | 14,36 | 718,54 | 509,14 |
| 4 | 2,25 | 22 | 2,00 | Betão | 19,74 | 987,99 | 528,49 |
| 5 | 2,80 | 28 | 2,00 | Betão | 25,12 | 1257,44 | 528,49 |
| 6 | 3,35 | 32 | 2,00 | Betão | 28,71 | 1437,08 | 528,49 |
| 7 | 3,90 | 38 | 2,00 | Betão | 34,10 | 1706,53 | 528,49 |
| 8 | 4,45 | 44 | 2,00 | Betão | 39,48 | 1975,98 | 528,49 |
| 9 | 5,00 | 50 | 2,00 | Betão | 44,86 | 2245,43 | 528,49 |
| 10 | 5,55 | 44 | 2,00 | Betão | 39,48 | 1975,98 | 528,49 |
| 11 | 6,10 | 38 | 2,00 | Betão | 34,10 | 1706,53 | 528,49 |
| 12 | 6,65 | 32 | 2,00 | Betão | 28,71 | 1437,08 | 528,49 |
| 13 | 7,20 | 28 | 2,00 | Betão | 25,12 | 1257,44 | 528,49 |
| 14 | 7,75 | 22 | 2,00 | Betão | 19,74 | 987,99 | 528,49 |
| 15 | 8,30 | 16 | 2,00 | Aço | 14,36 | 718,54 | 509,14 |
| 16 | 8,85 | 10 | 2,00 | Aço | 8,97 | 449,09 | 480,11 |
| 17 | 9,40 | 6 | 2,00 | Aço | 5,38 | 269,45 | 460,75 |

Tabela 39. Valores atuantes nas aberturas.

| Abertura | $V_{fi,Ed}$ (kN) | $M_{fi,Ed}$ (kN) | $N_{fi,a,b,Ed}$ (kN) |
|----------|---------------------|---------------------|-------------------------|
| 1 | 92,54 | 58,12 | 93,41 |
| 2 | 81,20 | 104,88 | 168,55 |
| 3 | 69,87 | 145,40 | 233,68 |
| 4 | 58,53 | 179,69 | 288,79 |
| 5 | 47,20 | 207,75 | 333,88 |
| 6 | 35,86 | 229,57 | 368,94 |
| 7 | 24,53 | 245,16 | 393,99 |
| 8 | 13,19 | 254,51 | 409,02 |
| 9 | 1,85 | 257,63 | 414,03 |
| 10 | 13,19 | 254,51 | 409,02 |
| 11 | 24,53 | 245,16 | 393,99 |
| 12 | 35,86 | 229,57 | 368,94 |
| 13 | 47,20 | 207,75 | 333,88 |
| 14 | 58,53 | 179,69 | 288,79 |
| 15 | 69,87 | 145,40 | 233,68 |
| 16 | 81,20 | 104,88 | 168,55 |
| 17 | 92,54 | 58,12 | 93,41 |

A Tabela 39 mostra os valores atuantes de esforço transversal, momento fletor e esforço de tração axial nas zonas das aberturas.

Na Tabela 40 é exposta a distribuição de esforço transversal adotada nas zonas das aberturas.

Tabela 40. Distribuição de esforço transversal na secção transversal das aberturas.

| <i>Abertura</i> | $\% V_{fi,Ed}$ | $V_{fi,a,b,Ed}$ (kN) | $V_{fi,c,Ed}$ (kN) | $V_{fi,a,t,Ed}$ (kN) | ρ_b | ρ_t |
|-----------------|----------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|----------|----------|
| 1 | 29,30 | 27,11 | 15,30 | 50,12 | 0,19 | 0,27 |
| 2 | 26,12 | 21,21 | 15,30 | 44,70 | 0,15 | 0,24 |
| 3 | 21,77 | 15,21 | 15,30 | 39,35 | 0,10 | 0,21 |
| 4 | 15,50 | 9,07 | 15,30 | 34,16 | 0,06 | 0,18 |
| 5 | 5,64 | 2,66 | 15,30 | 29,23 | 0,02 | 0,16 |
| 13 | 5,64 | 2,66 | 15,30 | 29,23 | 0,02 | 0,16 |
| 14 | 15,50 | 9,07 | 15,30 | 34,16 | 0,06 | 0,18 |
| 15 | 21,77 | 15,21 | 15,30 | 39,35 | 0,10 | 0,21 |
| 16 | 26,12 | 21,21 | 15,30 | 44,70 | 0,15 | 0,24 |
| 17 | 29,30 | 27,11 | 15,30 | 50,12 | 0,19 | 0,27 |

Os valores de cálculo das componentes para a verificação da flexão de Vierendeel são visíveis na Tabela 41.

Tabela 41. Flexão de Vierendeel.

| <i>Abertura</i> | $n_{sc,o}$ | $M_{fi,pl,b,NV,Rd}$ (kN.m) | $M_{fi,pl,t,NV,Rd}$ (kN.m) | $M_{fi,vc,Rd}$ (kN.m) | $M_{fi,v,Rd}$ (kN.m) | $M_{fi,v,Ed}$ (kN.m) |
|-----------------|------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1 | 2 | 10,16 | 13,08 | 8,95 | 55,44 | 16,66 |
| 2 | 2 | 9,88 | 13,08 | 8,95 | 54,86 | 14,62 |
| 3 | 0 | 9,49 | 13,08 | 0,00 | 45,15 | 12,58 |
| 4 | 2 | 9,07 | 13,08 | 8,95 | 53,25 | 10,54 |
| 5 | 2 | 8,66 | 13,08 | 8,95 | 52,43 | 8,50 |
| 6 | 2 | 8,30 | 13,08 | 8,95 | 51,71 | 6,46 |
| 7 | 0 | 8,02 | 13,08 | 0,00 | 42,21 | 4,41 |
| 8 | 2 | 7,85 | 13,08 | 8,95 | 50,80 | 2,37 |
| 9 | 2 | 7,79 | 13,08 | 8,95 | 50,68 | 0,33 |
| 10 | 2 | 7,85 | 13,08 | 8,95 | 50,80 | 2,37 |
| 11 | 0 | 8,02 | 13,08 | 0,00 | 42,21 | 4,41 |
| 12 | 2 | 8,30 | 13,08 | 8,95 | 51,71 | 6,46 |
| 13 | 2 | 8,66 | 13,08 | 8,95 | 52,43 | 8,50 |
| 14 | 2 | 9,07 | 13,08 | 8,95 | 53,25 | 10,54 |
| 15 | 0 | 9,49 | 13,08 | 0,00 | 45,15 | 12,58 |
| 16 | 2 | 9,88 | 13,08 | 8,95 | 54,86 | 14,62 |
| 17 | 2 | 10,16 | 13,08 | 8,95 | 55,44 | 16,66 |

A Tabela 42 contém os valores atuantes dos fenómenos associados às *web-posts*. Na Tabela 43 pode ser observado os valores de esforço transverso resistente máximos das *web-posts*, condicionados pelos fenómenos de flexão e encurvadura.

Tabela 42. Fenómenos associados à *web-post*.

| <i>Web-post</i> | x (m) | $n_{sc,s}$ | ΔN_{cs} (kN) | $V_{fi,Ed}$ (kN) | $M_{fi,wp,Ed}$ (kN.m) | $V_{fi,wp,Ed}$ (kN) | $N_{fi,wp,Ed}$ (kN) |
|-----------------|------------|------------|-------------------------|---------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| 1-2 | 0,88 | 4 | 179,63 | 85,02 | 0,00 | 75,15 | 75,15 |
| 2-3 | 1,43 | 4 | 179,63 | 73,68 | 0,00 | 65,13 | 65,13 |
| 3-4 | 1,98 | 4 | 179,63 | 62,35 | 0,00 | 55,11 | 55,11 |
| 4-5 | 2,53 | 4 | 179,63 | 51,01 | 0,00 | 45,09 | 45,09 |
| 5-6 | 3,08 | 4 | 179,63 | 39,67 | 0,00 | 35,07 | 35,07 |
| 6-7 | 3,63 | 4 | 179,63 | 28,34 | 0,00 | 25,05 | 25,05 |
| 7-8 | 4,18 | 4 | 179,63 | 17,00 | 0,00 | 15,03 | 15,03 |
| 8-9 | 4,73 | 4 | 179,63 | 5,67 | 0,00 | 5,01 | 5,01 |
| 9-10 | 5,28 | 4 | 179,63 | 5,67 | 0,00 | 5,01 | 5,01 |
| 10-11 | 5,83 | 4 | 179,63 | 17,00 | 0,00 | 15,03 | 15,03 |
| 11-12 | 6,38 | 4 | 179,63 | 28,34 | 0,00 | 25,05 | 25,05 |
| 12-13 | 6,93 | 4 | 179,63 | 39,67 | 0,00 | 35,07 | 35,07 |
| 13-14 | 7,48 | 4 | 179,63 | 51,01 | 0,00 | 45,09 | 45,09 |
| 14-15 | 8,03 | 4 | 179,63 | 62,35 | 0,00 | 55,11 | 55,11 |
| 15-16 | 8,58 | 4 | 179,63 | 73,68 | 0,00 | 65,13 | 65,13 |
| 16-17 | 9,13 | 4 | 179,63 | 85,02 | 0,00 | 75,15 | 75,15 |

Tabela 43. Restrições do esforço transverso da *web-post* – flexão e encurvadura.

| <i>Web-post</i> | $M_{fi,pl,b,NV,Rd}$ (kN.m) | $V_{fi,Ed}$ (kN) | Flexão: $V_{fi,Rd}$ (kN) | Encurvadura: $V_{fi,Rd}$ (kN) |
|-----------------|-------------------------------|---------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| 1-2 | 10,02 | 85,02 | 277,57 | 102,43 |
| 2-3 | 9,69 | 73,68 | 268,82 | 100,22 |
| 3-4 | 9,28 | 62,35 | 258,32 | 97,56 |
| 4-5 | 8,87 | 51,01 | 247,47 | 94,81 |
| 5-6 | 8,48 | 39,67 | 237,41 | 92,27 |
| 6-7 | 8,16 | 28,34 | 229,06 | 90,15 |
| 7-8 | 7,94 | 17,00 | 223,11 | 88,65 |
| 8-9 | 7,82 | 5,67 | 220,02 | 87,86 |
| 9-10 | 7,82 | 5,67 | 220,02 | 87,86 |
| 10-11 | 7,94 | 17,00 | 223,11 | 88,65 |
| 11-12 | 8,16 | 28,34 | 229,06 | 90,15 |
| 12-13 | 8,48 | 39,67 | 237,41 | 92,27 |
| 13-14 | 8,87 | 51,01 | 247,47 | 94,81 |
| 14-15 | 9,28 | 62,35 | 258,32 | 97,56 |
| 15-16 | 9,69 | 73,68 | 268,82 | 100,22 |
| 16-17 | 10,02 | 85,02 | 277,57 | 102,43 |

